

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND

MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

30. JAHRGANG

MÄRZ 1955

HEFT 3

INHALT:

Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufhängende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. Von Prof. Dr.-Ing. K. Sattler, Berlin	77	Flugzeughalle aus Leichtmetall. Von Dipl.-Ing. O. Suhr, Dortmund	104
Plastische Verformungen an der Nibelungenbrücke Worms. Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel u. Dipl.-Ing. T. Fey, Darmstadt	90	Untersuchungen an geschweißten Druckbehältern und Rohrleitungen. Von Prof. Dr.-Ing. O. Steinhardt, Karlsruhe	105
Probleme der Gezeitenkraftausnutzung. Von Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund	93	Wirtschaftlicher Straßenunterbau durch Bodenvermörtelung. Von Dr.-Ing. P. Wolff, Dortmund	108
Kurze Technische Berichte.		Pfeiltiefgründung mit Stahlbetonfertigteilen. Von Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt a. M.	109
Versuchsstrecke einer vorgespannten Betonstraße in Frankreich. Von Dr.-Ing. G. Franz, Frankfurt	100	Getreidesilo in Spannbeton. Von Dr.-Ing. F. l'Allemand, Walddylle (Kipsdorf, Erzgeb.)	110
Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal. Von Dipl.-Ing. E. Bunnie, Hamburg	103	Ein neuer Pier in Hoboken, N. Y. Von Dr.-Ing. F. Orth, Berlin	112
Aufwickelbarer Träger oder Mast. Von Dr.-Ing. H. Bürnheim, München	104	Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	113
		Verschiedenes	115

Ein Meister der Fuge...

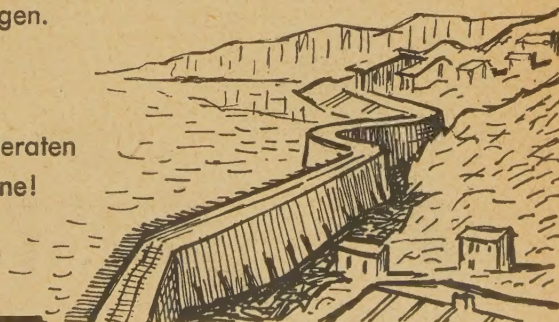
ist nicht nur jener MUSICUS, sondern auch unser auf vielen Groß- und Kleinbaustellen gut bewährtes

PLASTOSYNBAND-3D

Allerdings meistert es Fugen von ganz anderer Art! Durch seine besondere Form und Beschaffenheit - aus zähem und alterungsbeständigem Material - dient unser Fugenband der Überbrückung von Bauwerksfugen und bietet sicheren Schutz auch bei großen Bewegungen.

Beim Einbau beraten wir Sie gerne!

PLASTIMENT GMBH · KARLSRUHE



DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21 b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, Professor Dr.-Ing. F. Schleicher (21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 242 Marylebone Road,
London, N.W. 1.

Kämper / Hottinger / von Gonzenbach.

Die Heiz- und Lüftungsanlagen

in den verschiedenen Gebäudearten einschließlich Warmwasserversorgungs-, Befeuchtungs-, Entnebelungs- und Klimaanlage. Dritte Auflage, bearbeitet von Dr.-Ing. A. Kollmar, Regierungsdirektor beim Senator für Bau- und Wohnungswesen Berlin, und Professor Dr. W. Liese, Erster Direktor beim Bundesgesundheitsamt, Max-von-Pettenkofer-Institut Berlin. Mit 113 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. VIII, 335 Seiten Gr.-8°, 1954. Ganzleinen DM 34,50

Inhaltsübersicht: **Hygienische Grundlagen:** Die Raumluft als Atmungsluft. Die Raumluft als Umgebungsfaktor. Lüftung und Lüftungsanlagen. Heizung und Heizungsanlagen. — **Technische Grundlagen der Heizungs-, Lüftungs- und Warmwasserversorgungsanlagen:** Allgemeines. Heiztechnische und wirtschaftliche Grundlagen. Bautechnische Grundlagen. Allgemeine Systembeschreibungen. Systemwahl. — **Die Heizungs-, Lüftungs- und Warmwasserversorgungsanlagen in dauerbenützten Gebäuden:** Wohnhäuser, Wohnhochhäuser, Wohnsiedlungen, Einfamilienwohnhäuser, Villen. Kranken-, Heil- und Irrenanstalten, Alters- und Jugendheime. Hotels. Klöster. Kasernen. Gefängnisse, Strafanstalten, Zuchthäuser. Garagen, Tankstellen, Flugzeughallen. Feuer- und Polizeiwachen. Bahnhof- und Stellwerksgebäude. — **Die Heizungs-, Lüftungs- und Warmwasserversorgungsanlagen in tagsüber benützten Gebäuden:** Banken, Gerichts-, Post- und Verwaltungsgebäude, Rathäuser, Markthallen, Warenhäuser. Archive, Bibliotheken, Museen. Fabriken und gewerbliche Betriebe. Badeanstalten. Gaswerke. Schlachthöfe. Bedürfnisanstalten. — **Die Heizungs-, Lüftungs- und Warmwasserversorgungsanlagen in täglich oder zeitweilig nur mehrstündig benützten Gebäuden:** Schulgebäude, Turnhallen. Kinos, Theater, Restaurants, Kaffee- und Teehäuser, Gesellschafts- und Vereinsräume. Fest- und Messehallen, Sporthallen, Saalbauten, Konzerthäuser. Kirchen, Kapellen. Krematorien, Leichenhäuser. Zelte. — **Die Heizungs- und Lüftungsanlagen für Sonderzwecke:** Stallungen, Tierhäuser. Gewächshäuser, Vermehrungen, Treib- und Frühbeete, Blumenfenster. Kläranlagen. Tunnels, Bergwerksstollen. Bauaustrocknung. — **Die Heizungs- und Lüftungsanlagen in Verkehrs- und Transportmitteln:** Eisenbahnwagen, Straßenbahnwagen. Personen- und Lastkraftwagen, Omnibusse, Flugzeuge, Schiffe. Krananlagen. — **Allgemeines Schrifttum:** Geschichte. Wärmebedarfsberechnung, Bauphysik. Schornsteinberechnungen und -ausführungen. Unterricht und Ausbildung. Brennstoffverbrauchs- und Betriebsfragen. Kessel, Rohrleitungen und Armaturen. Rechtsfragen. — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Moderne Betonherstellung = Ergebnis dreier Faktoren: schnell – wirtschaftlich – mit genauen Gewichtsanteilen

In Betonsteinwerken oder auf Großbaustellen wird diese grundsätzliche Forderung nur erfüllt, wenn Bunkern, Abziehen, Auswägen und Fördern zum Mischer koordiniert werden. Deshalb kann ein Lieferwerk, das alle diese Gebiete beherrscht, besonders einfache und kostengünstige Vorschläge ausarbeiten.

Unter dem Blickwinkel äußerster Wirtschaftlichkeit wurde zum Beispiel die hier abgebildete robuste Anlage projektiert: unter den Hochbunkern – die auch aus Holz sein können – befindet sich eine hängend-fahrbare Schenck-Gefäßwaage. Ein Hebelgriff: die Waage füllt sich – ein zweiter, und der Schenck-Gurtförderer nimmt den Zement oder die genau bestimmten Zuschlagkomponente zum Mischer mit; eine saubere und klare Lösung.

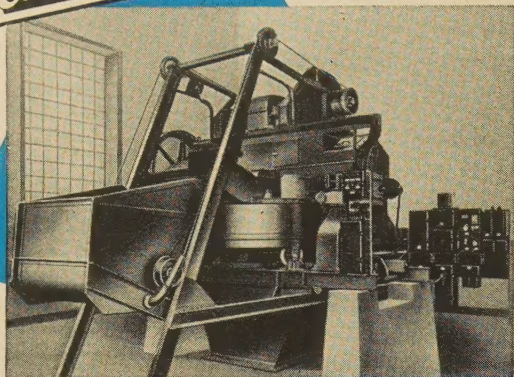


**Carl Schenck
Maschinenfabrik GmbH
Darmstadt**

Automatisch gesteuerte

Großmischanlagen

(Betonfabriken)

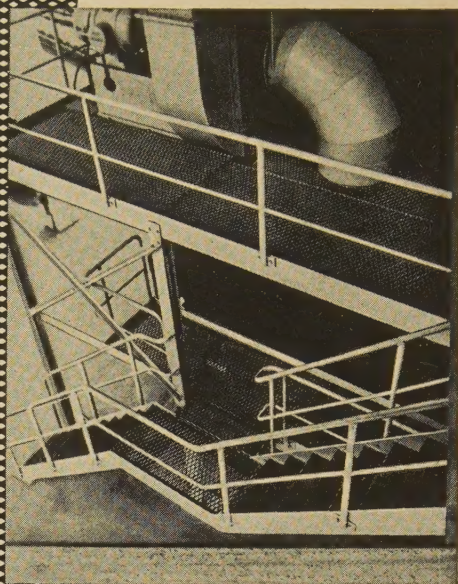


hohe Leistung, niedrige Investitionskosten, hohe Festigkeitswerte, absolut gleichmäßige, intensive Mischung. 100%ige Bindemittelausnutzung.

MASCHINENFABRIK GUSTAV EIRICH

Hardheim/Nordbaden Gegründet 1863/Telefon 151/152

„Zur Deutschen Industrie-Messe Hannover wie bisher: Freigelände an der Mittellallee Stand 9, zwischen Halle 1 und 2.“

PRÜFEN SIE DIE VORZÜGE UNSERER
DIAGONAL-GITTERROSTESPEZIALFABRIK FÜR
DIAGONAL-GITTERROSTE**WILHELM HÄHN**

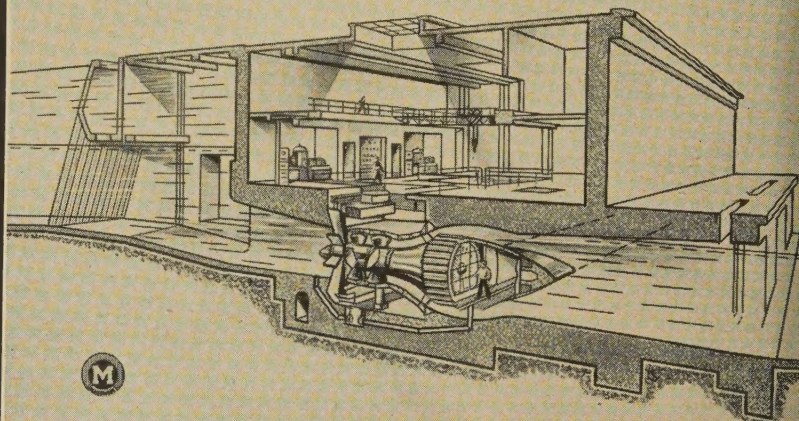
FERNDORF KREIS SIEGEN

FERNRUF: KREUZTAL 117 • SEIT 1875

**Wasser-
Turbinen**

Kaplan-, Propeller-, Diagonal-,
Francis- und Freistrahlturbinen
für alle Verhältnisse und Leistungen
Gezeiten-Turbinen

Regler aller Art und Größe, auch
für ferngesteuerte und automatische
Wasserkraftanlagen. Präzisions-Tur-
binengetriebe, Rechenreinigungsmas-
chinen fahrbar und ortsfest, Trieb-
werkteile, Rechen-, Schützen- und
Wehranlagen jeder Größe, Maier-
Dreh- u. Ringschieber, Drosselklappen,
Druckrohrleitungen, Eisenwasserbauten



Obiges Bild zeigt den Längsschnitt eines Gezeiten-Kraftwerkes mit einer regulierbaren Doppelrad-Turbinenpumpe System Arno Fischer, Leistg. 10 000 PS bei einem Gefälle von 11,75m

MASCHINENFABRIK B. MAIER K.-G. • BRACKWEDE-BIELEFELD

Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freiaufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme.

Von o. Prof. Dr.-Ing. Konrad Sattler, Berlin.

1. Einleitung.

Die Größe der Einzellasten von Straßenfahrzeugen stieg in den letzten Jahrzehnten immer mehr, und es gibt z. B. heute in England besondere Straßenzüge, die für Fahrzeuge bis 180 t Gesamtgewicht bestimmt sind. Da die Brücken in der Regel für den allgemeinen Verkehr mit mehreren Fahrspuren bestimmt sind und die Schwerstfahrzeuge nur allein oder nur in einer einzigen Spur zugelassen sind, war es von jeher das Bestreben der Statiker, bei Brücken mit mehreren Hauptträgern diese Einzellasten möglichst auf alle Hauptträger zu verteilen, um so wirtschaftliche Konstruktionen zu erzielen.

Unter Zugrundelegung der verschiedensten Voraussetzungen wurde an die theoretische Lösung des außerordentlich wichtigen Problems des Trägerrostes herangegangen, und überaus vielseitig ist das diesbezügliche Schrifttum, aus dem zum Schluß nur einige Arbeiten aufgeführt sind. Bei vielen dieser Methoden ist aber der Rechenaufwand so groß, daß sich die einen Statiker scheuten, sie anzuwenden — da meist die dazu erforderliche Zeit nicht vorhanden war — und daher oft solchen Konstruktionen aus dem Wege gingen, und die anderen, die einen etwas tieferen Einblick in das Verhalten von Trägerrostbrücken hatten, sich mit mehr oder weniger guten Näherungsberechnungen begnügten.

Es muß als Verdienst von Morice und Little [3] aufgefaßt werden, daß sie bei der Auswertung ihrer Versuche an Trägerrosten für vorgespannte Stahlbetonkonstruktionen auf das Verfahren von Guyon [1]-Massonnet [2] zurückgegriffen haben. Durch die Wirren und Sorgen der Nachkriegszeit bedingt, haben diese beiden Arbeiten scheinbar nicht die Beachtung gefunden, die ihnen zukommt. Mit diesem Verfahren ist es nämlich jedem Statiker möglich, sowohl für torsionsfreie Roste als auch für torsionssteife Roste in kürzester Zeit die Lastverteilungsfaktoren für die einzelnen Hauptträger zu bestimmen.

Nachfolgend werden zuerst die Ergebnisse von Guyon-Massonnet angegeben und anschließend die Durchführung der Berechnung und die Übereinstimmung mit Modellmessungen und anderen Berechnungsverfahren gezeigt. Weiter wird aber auch gezeigt, wie der Anwendungsbereich dieses Verfahrens durch einfache Maßnahmen auf beliebige Trägerrostsysteme erweitert werden kann.

2. Theoretische Ergebnisse nach Guyon-Massonnet [1, 2].

Den Ausgangspunkt bilden die bekannten Differentialgleichungen [4, 5] für die anisotrope Platte mit der konstanten Plattenstärke h :

$$A \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot H \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + B \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y), \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= E'_x \cdot h^3/12; \quad B = E'_y \cdot h^3/12; \quad H = (E'' + 2G) \cdot h^3/12; \\ \sigma_x &= E'_x \cdot \varepsilon_x + E'' \cdot \varepsilon_y; \quad \sigma_y = E'_y \cdot \varepsilon_y + E'' \cdot \varepsilon_x; \\ \tau_{xy} &= G \cdot \gamma_{xy}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Werden für den als Kontinuum aufgefaßten Trägerrost das Trägheitsmoment eines Hauptträgers mit I_p , das eines Querträgers mit I_q die entsprechenden Drillungswiderstände mit $I_{d,p}$ und $I_{d,q}$ und die entsprechenden Trägerabstände mit p und q bezeichnet und wird der Einfluß der Querkontraktion (Poissonsche Zahl rd. 0,1 für Beton und 0,33 für Stahl) vernachlässigt, so ergeben sich die Koeffizienten der Gl. (1) zu

$$A = \frac{E \cdot I_p}{p}; \quad B = \frac{E \cdot I_q}{q}; \quad H = \frac{G}{2} \cdot \left[\frac{I_{d,p}}{p} + \frac{I_{d,q}}{q} \right]. \quad (3)$$

Wird der Ausdruck für H in der Form geschrieben:

$$H = \alpha \cdot \sqrt{A \cdot B},$$

so ist durch den Torsionssteifigkeitsfaktor

$$\alpha = \frac{G \cdot \left[\frac{I_{d,p}}{p} + \frac{I_{d,q}}{q} \right]}{2 \cdot E \cdot \sqrt{\frac{I_p \cdot I_q}{p \cdot q}}} \quad (4)$$

der Einfluß der Torsionssteifigkeit des Rostes eindeutig gekennzeichnet. Der Trägerrost ohne Torsionssteifigkeit ist durch den unteren Grenzwert $\alpha = 0$ bestimmt, für den somit auch $H = 0$ ist, während sich für den Fall der isotropen Platte mit voller Torsionswirkung der obere Grenzwert $\alpha = 1$ ergibt.

Die Differentialgleichung (1) wurde für den Fall der Trägerroste über eine Öffnung ohne Torsionssteifigkeit ($\alpha = 0$) von Guyon [1], für den Fall der Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Haupt- und Querträgern (α) von Massonnet [2] gelöst.

Unter Benutzung einer Lévy'schen Reihe für die Durchbiegungen

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} Y_m(y) \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{l}$$

wurde zuerst die Lösung für die homogene Differentialgleichung für $p(x, y) = 0$ aufgeschrieben und anschließend wurde für einen unendlich breiten Plattenstreifen eine partikuläre Lösung für den Belastungsfall $p = p_m \cdot \sin(m \pi x/l)$ gesucht. Die Belastung erstreckt sich dabei nur auf einen linienförmigen Plattenstreifen in der Entfernung e von Brückenlängsachse und ist sinusförmig über die ganze Hauptträgerstützweite l verteilt (für $m = 1$ s. Abb. 1). Unter Beachtung der Randbedingungen an den gestützten Rändern $x = 0$ und $x = l$ und an den freien Rändern $y = \pm b$ konnten die Konstanten ermittelt werden, so daß die zugehörigen Durchbiegungen w für jeden Träger und an jeder Stelle gegeben sind. Damit ist aber auch die zugehörige Lastverteilung für die einzelnen Träger bestimmt.

Von wesentlicher Bedeutung ist die von Guyon dabei gewonnene Erkenntnis, daß in sehr guter Annäherung für jede Last in der Entfernung e von der Trägerrostlängsachse an beliebiger Stelle ϑ das gleiche Lastverteilungsverhältnis gilt.

Der sich bei der Auflösung der Differentialgleichung ergebende Parameter

$$\vartheta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_p \cdot q}{I_q \cdot p}} \quad (5)$$

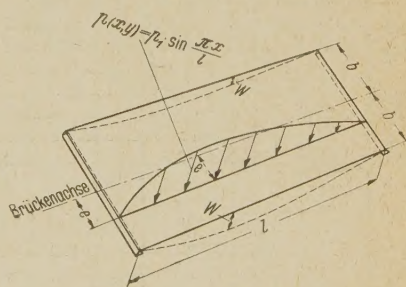
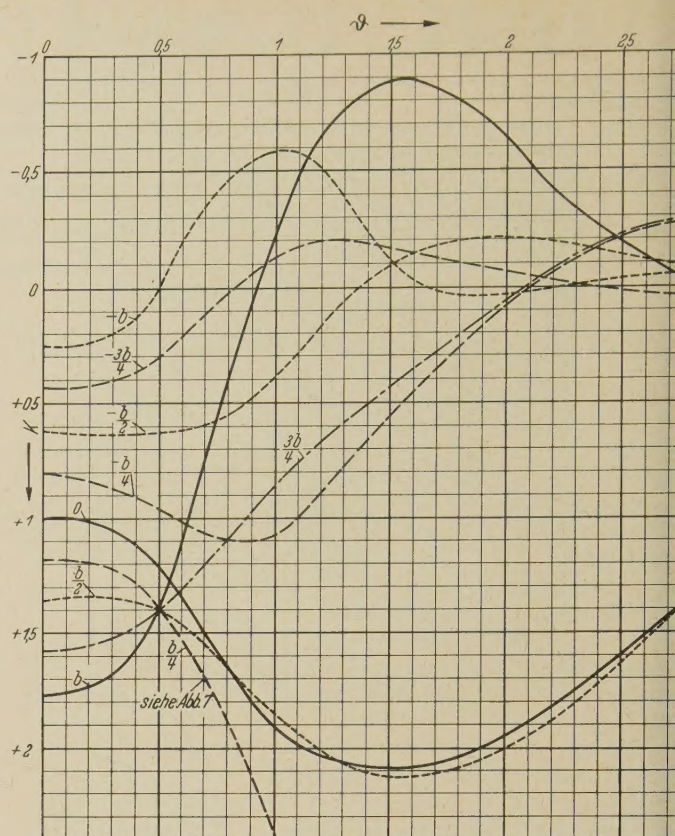
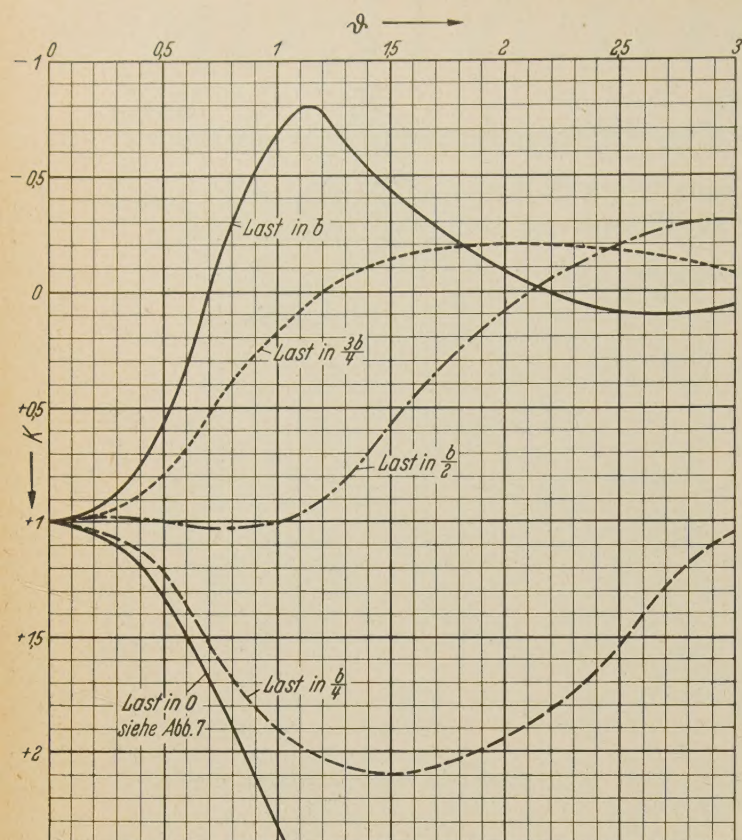
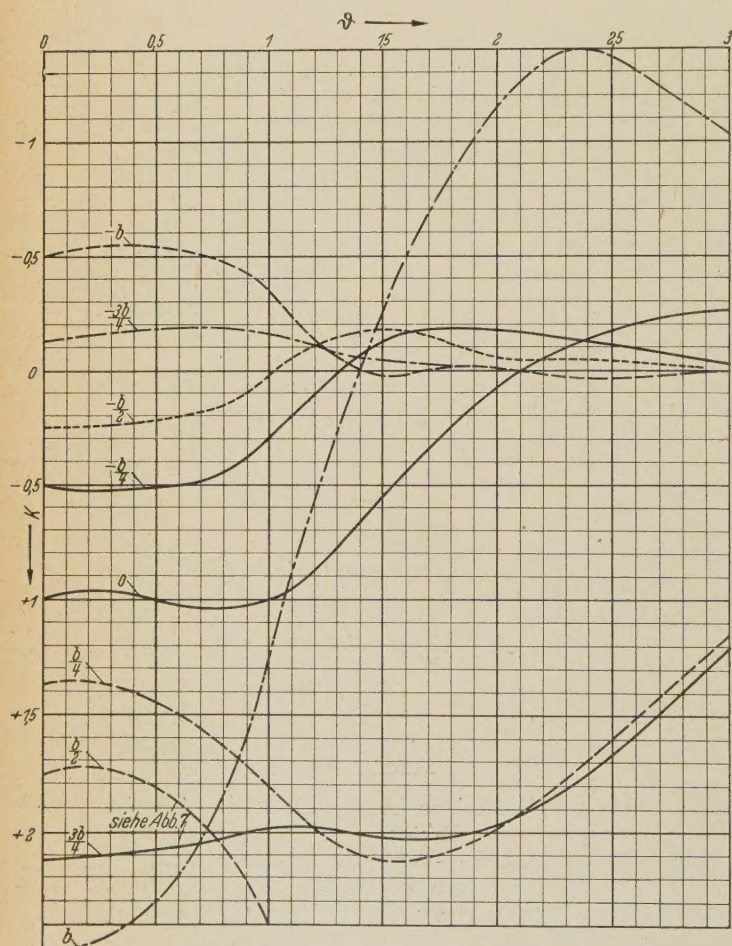
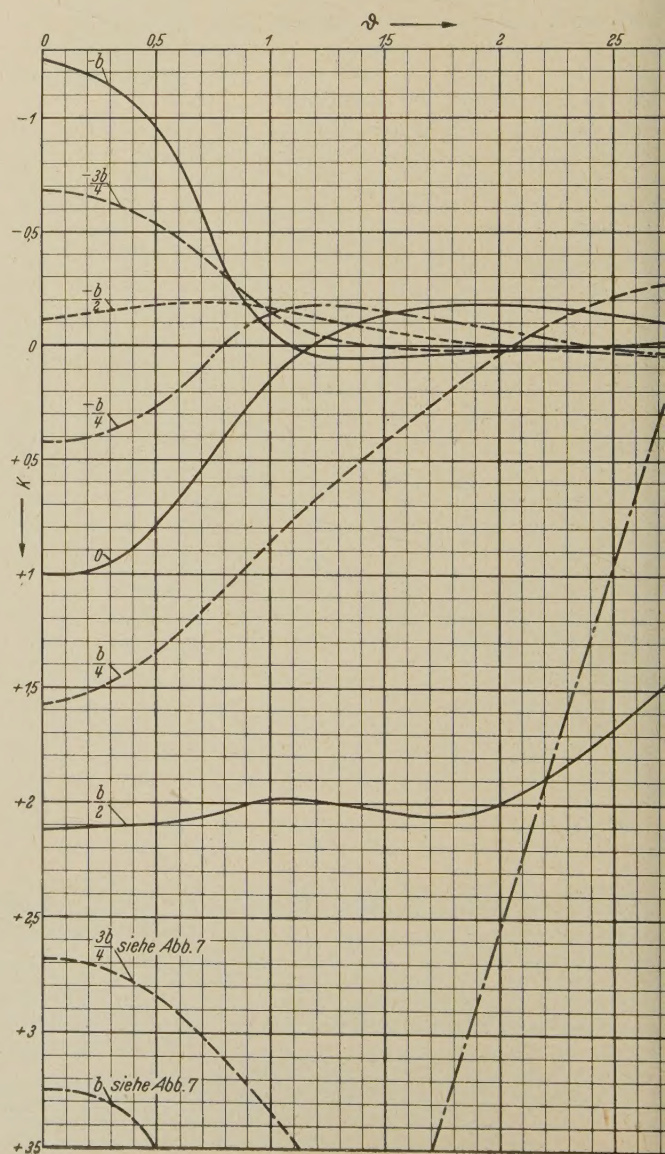


Abb. 1. Exzentrische sinusförmige Linienbelastung der Platte.

wird als Roststeifigkeitsfaktor bezeichnet, durch den das elastische Verhalten eines Rostes — in Verbindung mit α bei torsionssteifen Rosten — eindeutig gekennzeichnet ist.

Die Lastverteilungsfaktoren K sind nun aber für verschiedene Werte ϑ bereits von Guyon und Massonnet berechnet worden. Für Trägerroste ohne Torsionssteifigkeit ($\alpha = 0$) sind die Werte K_0 durch die Kurven der Abb. 2 bis 7, für Trägerroste mit Berücksichtigung der Torsion für $\alpha = 1$ sind die Werte K_1 durch Abb. 8 bis 12

Abb. 2. Lastverteilungskoeffizienten K_0 für Trägerlage $f=0$ (nach Guyon).Abb. 3 (rechts oben). Lastverteilungskoeffizienten K_0 für Trägerlage $f = b/4$ (nach Guyon).Abb. 4. Lastverteilungskoeffizienten K_0 für Trägerlage $f = b/2$ (nach Guyon).Abb. 5 (rechts unten). Lastverteilungskoeffizienten K_0 für Trägerlage $f = 3/4 \cdot b$ (nach Guyon).

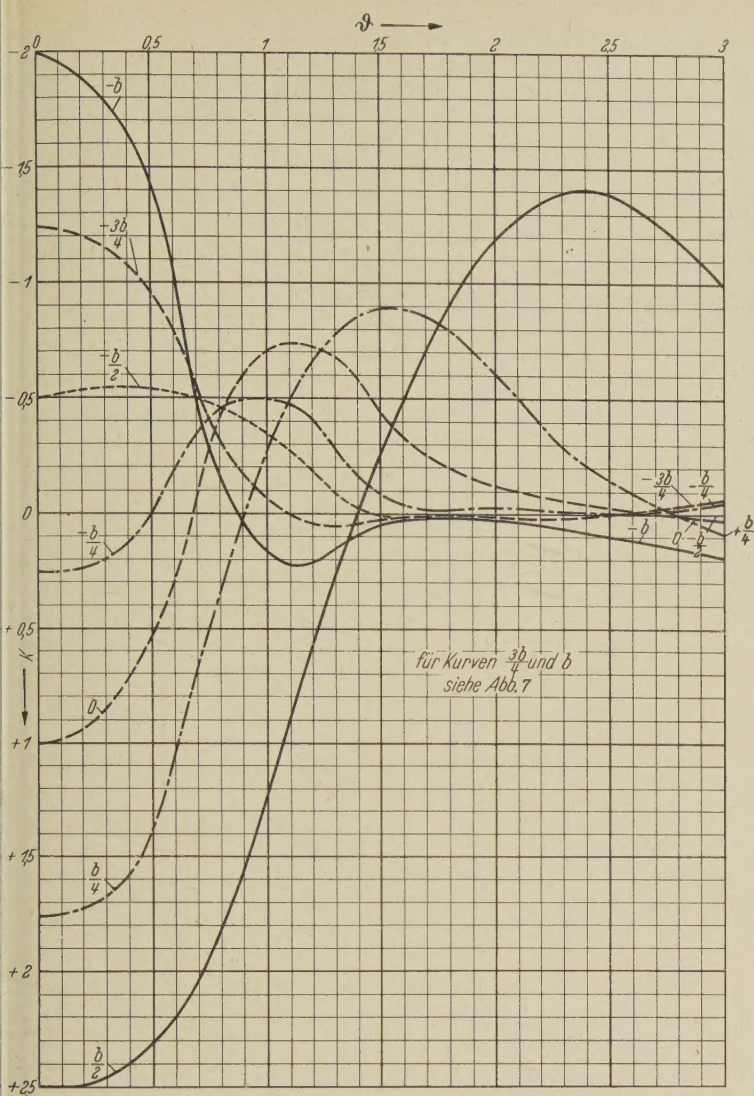


Abb. 6. Lastverteilungskoeffizienten K_0 für Trägerlage $f = b$ (nach Guyon).

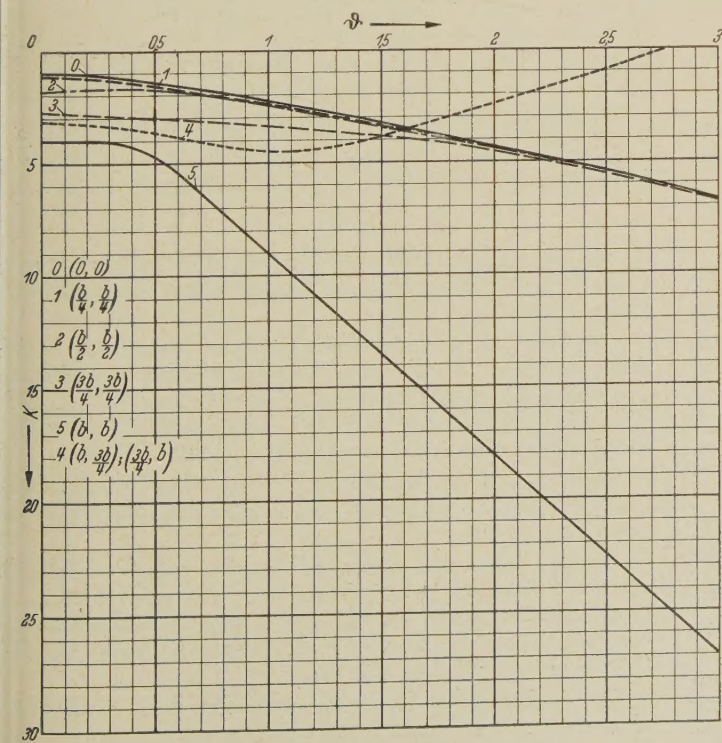


Abb. 7. Lastverteilungskoeffizienten für verschiedene Trägerlagen bei großen K_0 -Werten (nach Guyon).

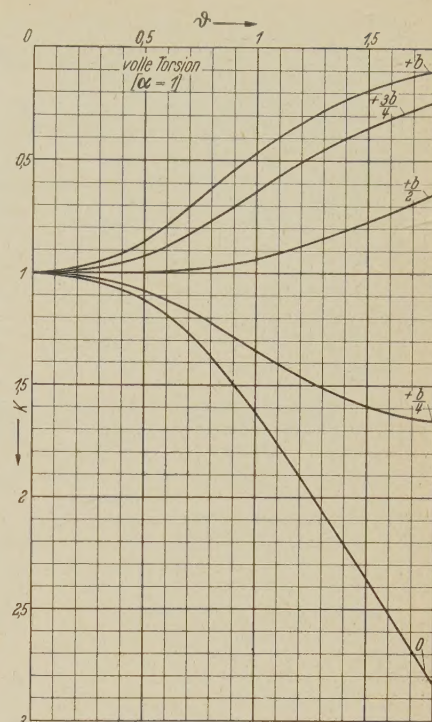


Abb. 8. Lastverteilungskoeffizienten K_1 für Trägerlage $f = 0$ (nach Massonnet).

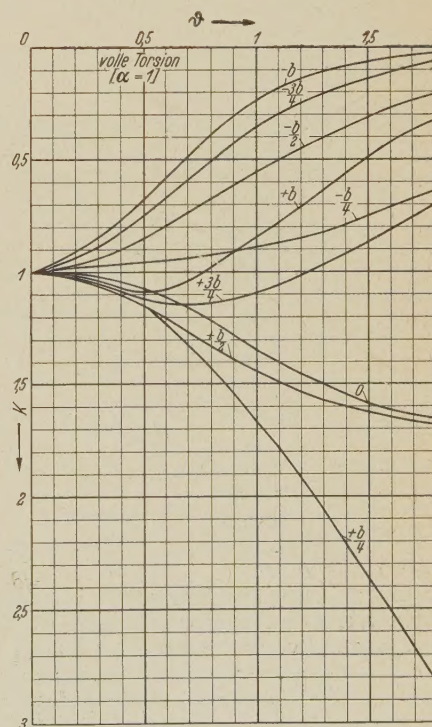
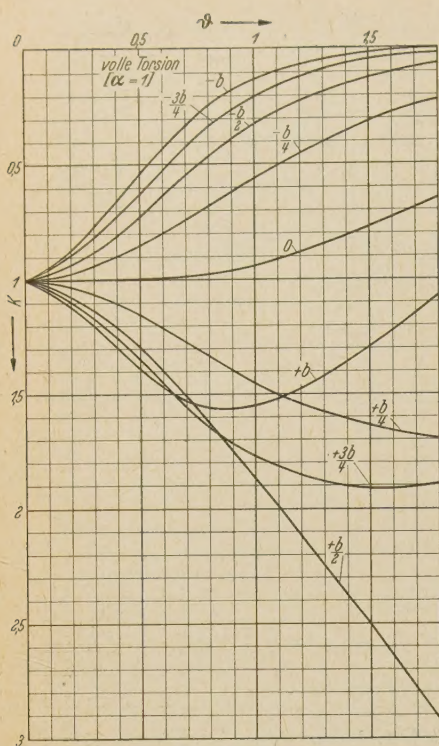


Abb. 9. Lastverteilungskoeffizienten K_1 für Trägerlage $f = b/4$ (nach Massonnet).

Abb. 10. Lastverteilungskoeffizienten K_1 für Trägerlage $f = b/2$ (nach Massonnet).

dargestellt. Für Zwischenwerte von α können die Lastverteilungsfaktoren K_α mittels der Näherungsformel

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha} \quad (6)$$

ermittelt werden.

Verteilt man eine in der Entfernung η von Brückenlängsachse und in der Entfernung ξ vom Lager 0 vorhandene Einzellast $P = 1$ (Abb. 13) gleichmäßig auf die Brückenbreite $2b$ bzw. auf alle n Hauptträger, so erhält man an der Stelle x die „mittlere“ Durchbiegung $w_{0,x(\xi)}$ und das „mittlere“ Moment $m_{0,x(\xi)}$ nach den üblichen Regeln der Statik.

Als Lastverteilungsfaktor wird nun das Verhältnis

$$K = w/w_0 \quad (7)$$

bezeichnet, wobei w jeweils die tatsächliche Durchbiegung ist. Damit ergibt sich das Moment aus einer Last $P(\xi, \eta)$ im Träger $f = y$ an der Stelle x zu:

$$M_x = P \cdot K_{(y, \eta)} \cdot m_{0,x(\xi)} \quad (8)$$

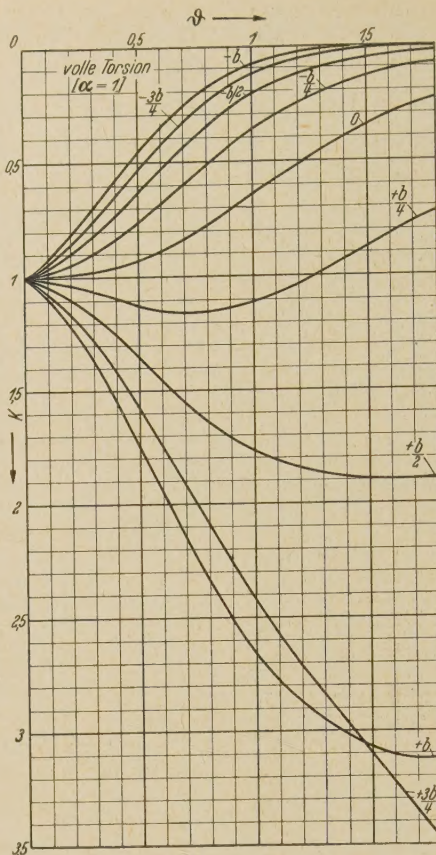
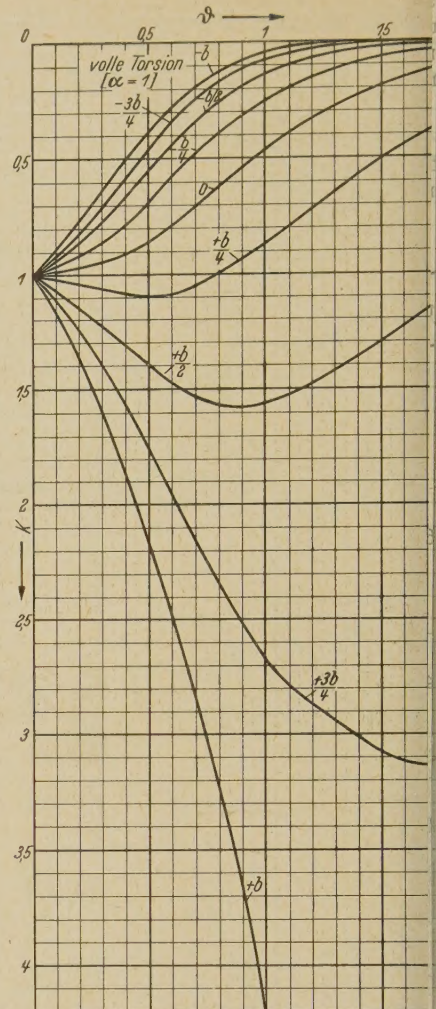
aus mehreren Lasten P_1, P_2 u. zw. auf derselben Längspur η zu

$$M_x = K_{(y, \eta)} \cdot \sum_{\xi=0}^{\xi=l} P_{(\xi, \eta)} \cdot m_{0,x(\xi)} \quad (9)$$

aus beliebig vielen Lasten P_1, P_2 usw. in beliebiger Quer- und Längsstellung zu

$$M_x = \sum_{\eta=-b}^{\eta=+b} K_{(y, \eta)} \cdot \sum_{\xi=0}^{\xi=l} P_{(\xi, \eta)} \cdot m_{0,x(\xi)} \quad (10)$$

Für einen beliebigen Trägerrost brauchen somit nur die beiden Werte ϑ und α berechnet zu werden, dann können die Lastverteilungsfaktoren K_0 und K_1 aus den obigen Kurven entnommen werden, worauf man für jeden Hauptträger aus (6) die endgültigen Faktoren K_α erhält. Damit sind aber nach (8) bis (10) auch die Hauptträgermomente bestimmt. Der Wert $m_{0,x(\xi)}$ ist hierbei durch die mittlere Momenteneinflusslinie für den Hauptträgerpunkt x aus der

Abb. 11. Lastverteilungskoeffizienten K_1 für Trägerlage $f = 3/4 \cdot b$ (nach Massonnet).Abb. 12. Lastverteilungskoeffizienten K_1 für Trägerlage $f = b$ (nach Massonnet).

Wanderlast „ $1/n$ “ bestimmt, wobei n die Anzahl der Hauptträger ist.

Da das Hauptträgerträgheitsmoment jeweils auf die Breite p verteilt wurde, muß in obigen Formeln mit der effektiven Brückenbreite $2b$ nach Abb. 14 gerechnet werden. Der äußere Träger liegt demnach z. B. bei Abb. 14 nicht bei $f = b$, sondern bei $f = 4/5 \cdot b$.

Weiter gilt nach dem Maxwell'schen Satz $K_{(y, \eta)} = K_{(\eta, y)}$.

Für die Lastverteilungslinie eines bestimmten Trägers (z. B. Abb. 15) ergibt sich selbstverständlich als Probe:

$$F_{(K)} / 2b = 1, \quad (11)$$

da für eine gleichmäßig über die ganze Brückenbreite verteilte Einheitsbelastung keine Querneigung der Platte eintreten kann.

Wie der Wert α die Lastverteilung wesentlich beeinflusst, zeigen z. B. die Querverteilungslinien des Trägers $f = -b/4$ für einen Trägerrost mit $\vartheta = 0,67$ in Abb. 16. [2] Abb. 17 [2] hingegen läßt bei konstantem Wert $\alpha =$ den Einfluß einer Variation von ϑ erkennen.

Allgemein gilt: Je größer ϑ wird, desto ungünstiger und je größer α wird, desto besser wird die Querverteilung der Lasten.

Weiter kann man sofort erkennen, daß für unendlich starre Querträger $\vartheta = 0$ wird und daß sich damit für $\alpha = 0$ die bekannten geradlinigen Querverteilungslinien K ergeben, während für $\alpha = 1$ die Werte K_1 dann für alle Träger zu „1“ werden müssen.

In ähnlich einfacher Weise wie für die Hauptträger aber nicht mit gleichem Genauigkeitsgrad, können für eine bestimmte Last $P_{(\xi, \eta)}$ auch die Momente im Querträger

$$M_y = \mu_\alpha \cdot 2P/l \cdot b \cdot \sin \pi x/l \quad (12)$$

bestimmt werden, wobei die Werte μ_0 für $\alpha = 0$ und μ_1 für $\alpha = 1$ aus den Tabellen 1 und 2 entnommen werden können und für einen bestimmten Wert α mit der Näherungsformel

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \cdot \sqrt{\alpha} \quad (13)$$

interpoliert werden können. Die Werte μ_0 und μ_1 werden zweckmäßig wieder in Kurvenform aufgetragen.

Tabelle 1. Werte der Koeffizienten $\mu_0 \cdot 10^4$ ($\alpha = 0$, ϑ variabel) nach Guyon.

ϑ	Trägerlage	Last-Exzentrizität								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0	-2500	-1250	0	+1250	+2500	+1250	0	-1250	-2500
	$b/4$	-1758	-968	-178	+612	+1403	+2195	+487	-1221	-2930
	$b/2$	-937	-543	-156	+234	+625	+1055	+1406	-703	-2812
	$3b/4$	-273	-166	-58	+49	+156	+263	+371	+478	-1914
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,669	0	-1418	-786	-103	+734	+1828	+734	-103	-786	-1418
	$b/4$	-873	-584	-234	+230	+826	+1685	+363	-817	-1920
	$b/2$	-435	-299	-175	+470	+266	+649	+1306	-454	-2123
	$3b/4$	-109	-86	-60	+25	+40	+106	+331	+559	-1681
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,495	0	+16	-82	-161	-31	+758	-31	-161	-82	+16
	$b/4$	+45	-21	-88	-155	-26	+764	-26	-178	-150
	$b/2$	+12	+10	-33	-81	-140	+3	+795	-106	-562
	$3b/4$	-6	+60	-4	-24	-49	-75	+81	+583	-975
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,34	0	+13	-5	-43	-99	+490	-99	-43	-5	+13
	$b/4$	-11	+10	-5	-43	-98	+490	-100	-44	+17
	$b/2$	-75	-9	+14	-5	-43	-99	+488	-98	-0
	$3b/4$	+62	-10	-12	+9	-7	-38	-77	+491	-431
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3,162	0	0	+2	-8	-71	+364	-71	-8	+2	0
	$b/4$	-117	+6	+6	-9	-71	+372	-75	-13	+127
	$b/2$	+196	-8	-4	+4	-8	-72	+366	-66	-184
	$3b/4$	-122	+2	+3	+1	+2	-8	-70	+370	-117
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabelle 2. Werte der Koeffizienten $\mu_1 \cdot 10^4$ ($\alpha = 1$, ϑ variabel) nach Massonnet.

ϑ	Trägerlage	Last-Exzentrizität								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0	-2500	-1250	0	+1250	+2500	+1250	0	-1250	-2500
	$b/4$	-2345	-1407	-469	+469	+1407	+2345	+938	-938	-2345
	$b/2$	-1875	-1250	-625	0	+625	+1250	+1875	0	-1875
	$3b/4$	-1093	-781	-469	-157	+157	+469	+781	+1093	-1093
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,668	0	-419	-322	-151	+213	+1096	+231	-151	-322	-419
	$b/4$	-311	-290	-243	-108	+246	+1081	+179	-261	-528
	$b/2$	-213	-221	-225	-199	-86	+239	+1025	+30	-591
	$3b/4$	-117	-130	-145	-156	-141	-54	+204	+837	-498
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,057	0	-121	-131	-117	+41	+740	+41	-117	-13	-121
	$b/4$	-66	-84	-107	-106	+43	+827	+20	-160	-207
	$b/2$	-35	-49	-72	-101	-103	+33	+705	-47	-317
	$3b/4$	-16	-24	-38	-62	-91	-99	+22	+623	-363
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,495	0	-30	-47	-72	-30	+531	-30	-72	-47	-30
	$b/4$	-12	-21	-41	-3	-14	+529	-37	-87	-74
	$b/2$	-4	-8	-19	-40	-71	-34	+517	-67	-159
	$3b/4$	-2	-3	-7	-18	-40	-72	-37	+475	-257
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,778	0	-12	-24	-50	-44	+447	-44	-50	-24	-12
	$b/4$	-4	-9	-22	-49	-44	+446	-46	-57	-38
	$b/2$	-1	-3	-8	-22	-50	-46	+440	-64	-102
	$3b/4$	0	-1	-2	-8	-2	-51	-52	+410	-206
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3. Modellmessungen an einer Trägerrostbrücke über 7 Öffnungen mit 7 Hauptträgern und ohne Torsionssteifigkeit.

Zum Beweis der Gültigkeit der Ergebnisse von Guyon sollen nachfolgend die mit besonderer Sorgfalt durchgeführten Modellmessungen an einer 304 m langen Autobahnbrücke beschrieben werden, die vom Verfasser 1939 bei Krupp — Stahlbau Rheinhausen bearbeitet wurde. Das

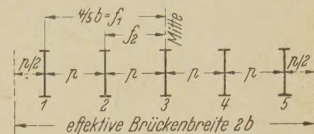


Abb. 14. Effektive Brückenbreite und Hauptträgerentfernungen f_n .

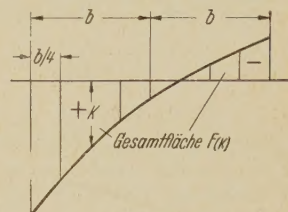


Abb. 15.

Modell wurde im Maßstab 1:100 ausgeführt und es sind alle Abmessungen in Abb. 18 eingetragen. Die Ausführung des Modelles und der Meßeinrichtungen und die Durchführung der Messungen erfolgte durch die Versuchsanstalt der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, unter der Betreuung von Dr.-Ing. W. Jäniche.

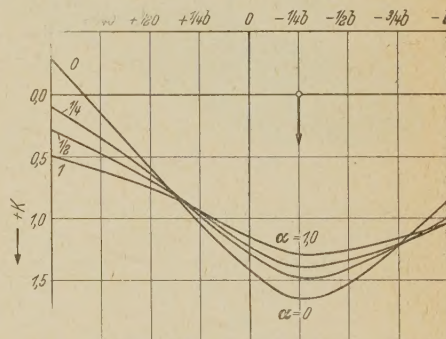


Abb. 16. Lastverteilungsfaktor für $f = -b/4$, $\vartheta = 0,67$ und Variation von α (nach Massonnet).

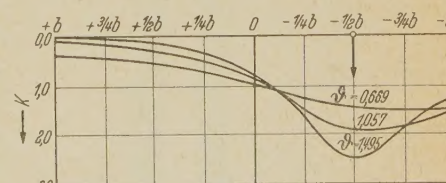


Abb. 17. Lastverteilungsfaktor für $f = -b/2$, $\alpha = 1,0$ und Variation von ϑ (nach Massonnet).

Die Messungen hatten den Zweck, die Berechnung des 134fach statisch unbestimmten Systems wesentlich zu vereinfachen, da aus den Messungen die Querverteilungsfaktoren sofort bestimmt werden konnten. Mit Rücksicht darauf, daß der Brücken-zug zu Querträger 10 symmetrisch

Von den unzähligen Messungen sollen in diesem Rahmen nur die Messungen an der Mittelöffnung allein zuerst mit den Rechenwerten nach Guyon verglichen werden. Es wird zuerst der Fall mit 5 lastverteilenden Querträgern untersucht. Bei Belastung des Querträgers 10 im Punkt d und g ergeben sich die zugehörigen Durchbiegungen aus Abb. 23 nach Kurve d_2 und g_2 .

Unter Zugrundelegung von Abschnitt 2 erhält man für diesen freiaufliegenden Rost aus den Durchbiegungen w der Hauptträger die Lastfaktoren K_w , indem man zuerst die Biegelinien auf die effektive Brückenbreite $2b$ ergänzt

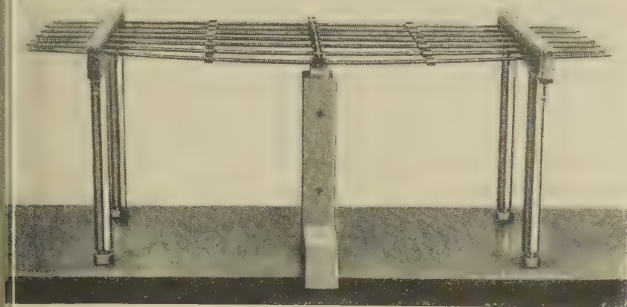


Abb. 22.

und dann die zwischen Biegelinie und Bezugsachse liegende Fläche F_w (am besten nach der Simpsonschen Regel) bestimmt. Nun wird die Durchbiegungslinie linear so verformt, daß man die Beziehung erhält:

$$F_w/2c \cdot F_w/2b = 1,0 \text{ bzw. } c = 2 \cdot b/F_w \text{ und } K_w = c \cdot w. \quad (14)$$

Zugehörig zu den Kurven d_2 und g_2 wurden nach Gl. (14) die Werte K_w, d_2 und K_w, g_2 berechnet und in Abb. 24 dargestellt. Um die Werte nach Guyon zu berechnen, wird

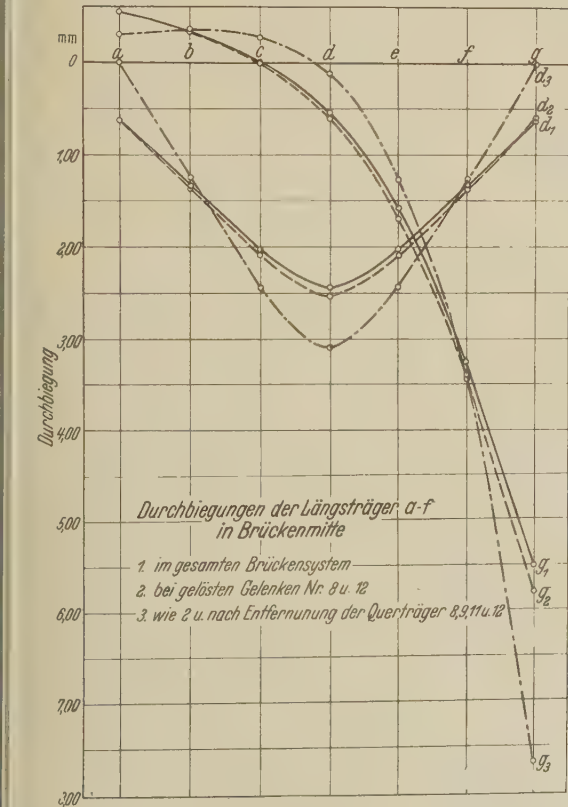


Abb. 23.

zunächst mit Rücksicht auf das abgestufte Trägheitsmoment des Hauptträgers ein ideales konstantes Trägheitsmoment I_p bestimmt, das bei Belastung in Feldmitte durch $P = 1 \text{ t}$ in Brückenmitte dieselbe Durchbiegung ergibt wie bei Berücksichtigung der vorhandenen Werte. Da

alle Modellwerte im gleichen Verhältnis verkleinert sind, kann gleich mit diesen gerechnet werden.

Mit

$$I_p = 4,284 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^4; \quad I_q = 0,307 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^4; \\ p = 3,75 \text{ cm}; \quad q = 12,0 \text{ cm}; \quad l = 48,0 \text{ cm}; \\ 2 \cdot b = 7 \cdot 3,75 = 26,25 \text{ cm}$$

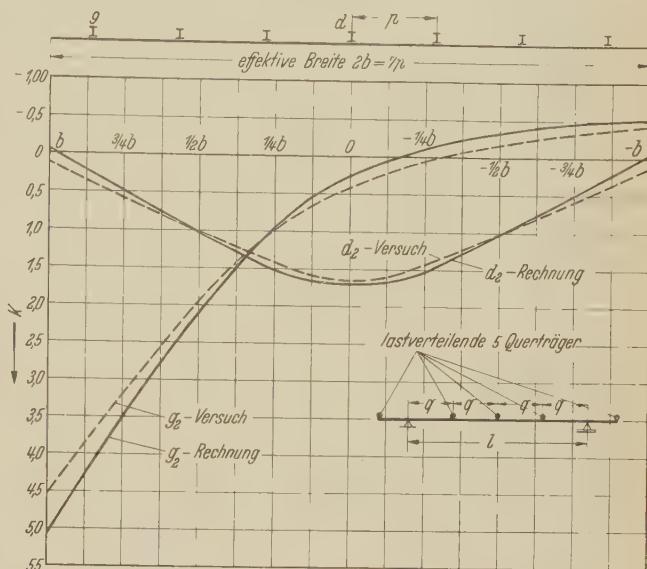


Abb. 24. Vergleich der K_0 - und K_w -Werte bei 5 lastverteilenden Querträgern zwischen Rechnung und Versuch.

wird nach Gl. (5):

$$\vartheta = \frac{13,125}{48,0} \cdot \sqrt[4]{\frac{4,284 \cdot 12,0}{0,307 \cdot 3,75}} = 0,707.$$

Damit können die Lastverteilungsfaktoren K_0 aus den Kurven der Abb. 2 bis 7 abgegriffen werden. Der Vergleich mit den aus den Messungen erhaltenen Werten (Abb. 24) zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

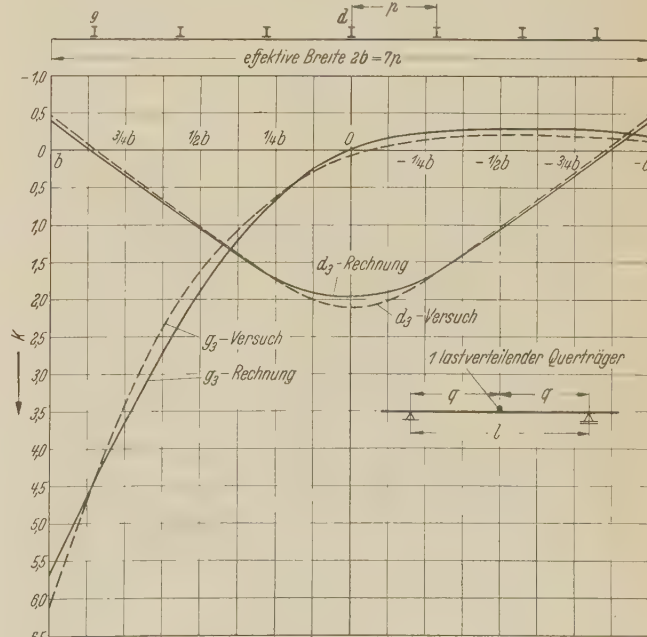


Abb. 25. Vergleich der K_0 - und K_w -Werte bei 1 lastverteilenden Querträger zwischen Rechnung und Versuch.

Für den Extremfall nur eines einzigen Querträgers im Punkt 10 (Kurve d_3 und g_3 in Abb. 23) ergeben sich in gleicher Weise wie oben die K_w -Werte (Abb. 25).

Im Gegensatz zu früher ist nun $q = 24,0 \text{ cm}$ und man erhält:

$$\vartheta = \frac{13,125}{48,0} \cdot \sqrt[4]{\frac{4,284 \cdot 24,0}{0,307 \cdot 3,75}} = 0,841$$

und damit die neuen K_0 -Werte. Aus Abb. 25 ist selbst für diesen Extremfall eines einzigen Querträgers eine sehr gute Übereinstimmung von Versuch und Rechnung zu ersehen.

Betrachtet man in Abb. 23 die Kurven d_1 und g_1 , die aus Messungen aus dem Gesamtbrückensystem stammen, so erkennt man aus den geringen Änderungen in den Durchbiegungen, daß für die Lastverteilung praktisch die Lastverteilungsfaktoren für die belastete Öffnung allein verwendet werden können. Die Abb. 26 bis 28 bei Be-

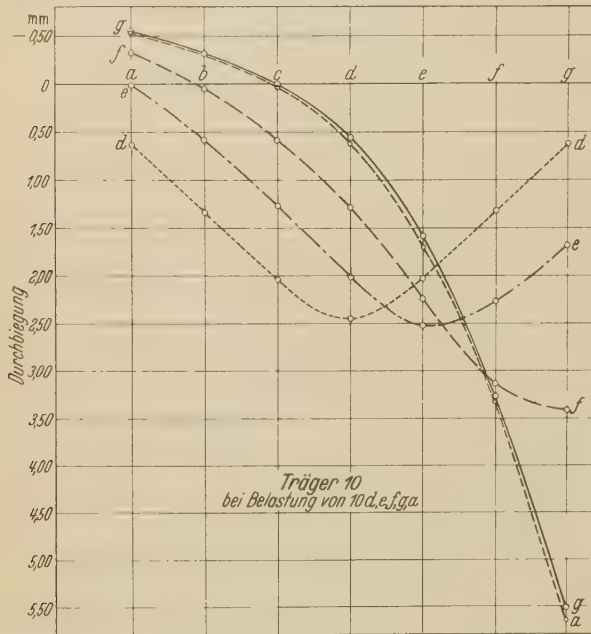


Abb. 26.

lastung in Punkt 10 und Abb. 29 bei Belastung in Punkt 9 lassen einen vollkommen affinen Verlauf der Durchbiegungslinien erkennen. Man kann darin eine Bestätigung der Annahme von Guyon sehen, daß die Lastverteilungszahlen K_0 für alle Querschnitte einer belasteten Öffnung in guter Annäherung gleich angenommen werden können. Ebenfalls können für die Berechnung der Hauptträgermomente in den nicht belasteten Öffnungen eines Gerber-

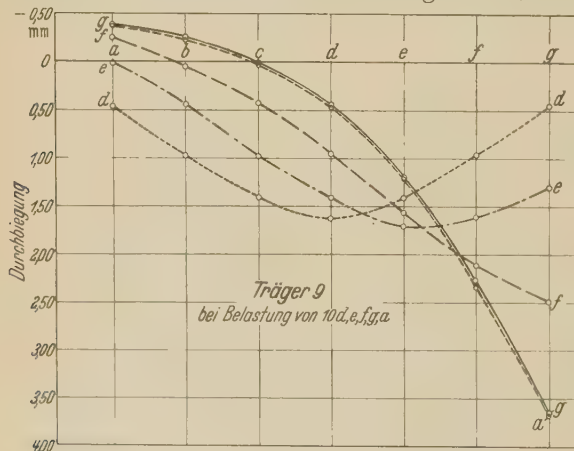


Abb. 27.

trägers die Lastverteilungszahlen der belasteten Öffnung Verwendung finden.

Zur Prüfung der Methode von Guyon wurde im Verlaufe der Arbeiten für diese Veröffentlichung eine Reihe von freiaufliegenden Trägerrosten durchgerechnet und bei allen eine Übereinstimmung bis auf wenige Prozent in den Lastverteilungsfaktoren gefunden.

4. Berechnung eines freiaufliegenden Stahlbetonträgers rotes unter Berücksichtigung des Torsionswiderstandes von Haupt- und Querträgern.

Es wird hier auf ein Beispiel zurückgegriffen, das so wohl von Jäger [7] als auch von Beer-Resinger [8] nach genauen Verfahren durchgerechnet wurde. Der Grundriß des Rostes, der aus 4 gleichen Hauptträgern und

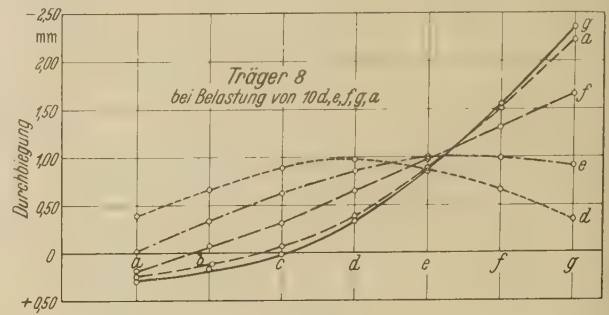


Abb. 28.

1 Querträger in Brückenmitte besteht, ist in Abb. 30 dargestellt.

Folgende Querschnittswerte sind der Rechnung zugrunde gelegt: Plattenstärke 0,20 m; Hauptträgerquerschnitt 65/200; Querträgerquerschnitt 50/80, mittragend

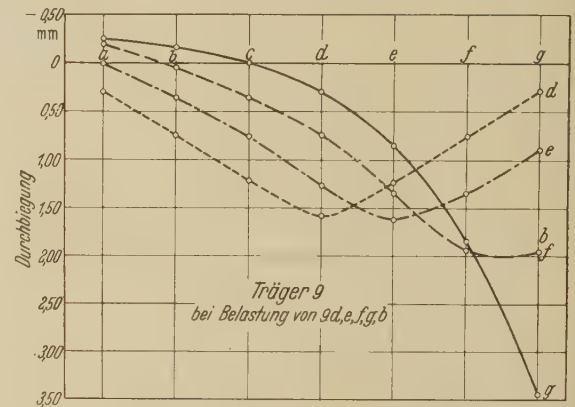


Abb. 29.

Plattenbreite für Haupt- und Querträger 2,65 m; $p = 2,80$ m; $q = 14,0$ m. Biegesteifigkeit:

$$B_p = E \cdot I_p = 0,680 \cdot E \text{ tm}^2; \quad B_q = E \cdot I_q = 0,397 \cdot E \text{ tm}^2.$$

Torsionssteifigkeit mit $G = 0,5 E$:

$$D_p = G \cdot I_{d,p} = 0,073 \cdot E \text{ tm}^2; \quad D_q = G \cdot I_{d,q} = 0,031 \cdot E \text{ tm}^2.$$

Damit ergibt sich nach Gl. (4):

$$\alpha = \frac{\frac{G \cdot I_{d,p}}{E} \cdot \frac{1}{p} + \frac{G \cdot I_{d,q}}{E} \cdot \frac{1}{q}}{2 \cdot \sqrt{\frac{I_p \cdot I_q}{p \cdot q}}} = \frac{\frac{0,073}{2,80} + \frac{0,031}{14,0}}{2 \cdot \sqrt{\frac{0,680 \cdot 0,397}{2,80 \cdot 14,0}}} = 0,17$$

und $\sqrt{\alpha} = 0,414$.

Die effektive Brückenbreite ergibt sich zu $2 \cdot b = 2,8 \cdot 4 = 11,20$ m. Somit ist nach Gl. (5):

$$\vartheta = \frac{5,6}{28,0} \cdot \sqrt[4]{\frac{0,680 \cdot 14,0}{0,397 \cdot 2,80}} = 0,317.$$

Zugehörig zu $\vartheta = 0,317$ und $\alpha = 0$ werden aus Abb. 6 bis 7 die Werte K_0 und aus Abb. 8 bis 12 die Werte K_1 entnommen.

Die Berechnung der Werte K_a nach Gl. (6) ist für die mittleren Hauptträger ($f = b/4$) in Tabelle 3 und für die äußeren Hauptträger ($f = 3/4 \cdot b$) in Tab. 4 angegeben

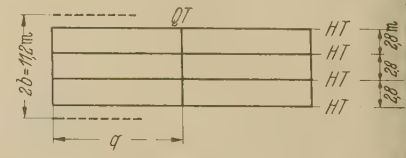


Abb. 30.

Tabelle 3. Werte K_α für $f = b/4$, $\vartheta = 0,317$, $\alpha = 0,171$.

Nr.	$f = 1/4 b$		Laststellung								Bemerkung
	K	b	$3/4 b$	$1/2 b$	$1/4 b$	0	$-1/4 b$	$-1/2 b$	$-3/4 b$	$-b$	
1	K_0	1,66	1,51	1,35	1,23	1,06	0,88	0,63	0,39	0,18	Abb. 3
2	K_1	1,04	1,06	1,07	1,07	1,02	0,97	0,93	0,88	0,83	Abb. 9
3	$K_1 - K_0$	-0,62	-0,45	-0,28	-0,16	-0,04	0,09	0,30	0,49	0,65	
4	$[K_1 - K_0] / \alpha$	-0,26	-0,19	-0,12	-0,07	-0,02	0,04	0,12	0,20	0,27	
5	K_α	1,40	1,32	1,23	1,16	1,04	0,92	0,75	0,59	0,45	
6	K_α	1,41	1,33	1,26	1,16	1,04	0,90	0,76	0,60	0,42	nach Jäger - Beer
7	K_0	1,73	1,59	1,42	1,25	1,03	0,82	0,60	0,35	0,08	nach Beer

Tabelle 4. Werte K_α für $f = 3/4 \cdot b$, $\vartheta = 0,317$, $\alpha = 0,171$.

Nr.	$f = 3/4 b$		Laststellung								Bemerkung
	K	b	$3/4 b$	$1/2 b$	$1/4 b$	0	$-1/4 b$	$-1/2 b$	$-3/4 b$	$-b$	
1	K_0	3,32	2,74	2,10	1,47	0,95	0,37	-0,16	-0,62	-1,13	Abb. 5
2	K_1	1,38	1,29	1,18	1,06	0,97	0,88	0,80	0,74	0,68	Abb. 11
3	$K_1 - K_0$	-1,94	-1,45	-0,92	-0,41	0,02	0,51	0,96	1,36	1,81	
4	$[K_1 - K_0] / \alpha$	-0,80	-0,60	-0,38	-0,17	0,01	0,21	0,40	0,56	0,75	
5	K_α	2,52	2,14	1,72	1,30	0,96	0,58	0,24	-0,06	-0,38	
6	K_α	2,53	2,11	1,71	1,32	0,95	0,59	0,26	-0,07	-0,38	nach Jäger - Beer
7	K_0	3,57	2,85	2,19	1,56	0,93	0,35	-0,24	-0,81	-1,32	nach Beer

und in Abb. 31 a und 31 b dargestellt. Vergleicht man diese Werte von Zeile 5 mit den genauen Werten nach Jäger-Beer in Zeile 6, so ersieht man daraus die volle Übereinstimmung dieser Verfahren. Zum Vergleich sind noch die Kurven ohne Torsion ($\alpha = 0$) eingetragen, die geringe Abweichungen voneinander aufweisen (Zeile 1 u. 7).

Dieses Zahlenbeispiel zeigt einerseits die einfache Berechnung der Lastverteilung für torsionssteife Trägerroste, und andererseits läßt es erkennen, daß das Berechnungsverfahren von Massonnet hierfür einwandfreie Ergebnisse liefert.

5. Die Berechnung der Lastverteilung für Trägerroste über mehrere Öffnungen und beliebige andere Systeme.

Die Durchrechnung von über mehrere Öffnungen durchlaufenden Trägerrosten hat nun erkennere lassen, daß die in Abschnitt 2 für die freiaufliegenden Träger entwickelten Formeln hier keine richtigen Ergebnisse mehr liefern. Das liegt darin, daß z. B. bei Belastung eines Feldes eines Durchlaufträgers die Durchbiegungen der Hauptträger geringer sind als bei einem freiaufliegenden Träger mit gleichem Trägheitsmoment, woraus sich dann eine andere Lastverteilung ergibt. Unter Berücksichtigung der Durchbiegungen des Durchlaufträgers wurde nun ein einfaches Verfahren gefunden, das erlaubt, auch für solche Systeme die Kurventafeln von Guyon und Massonnet zu verwenden. Denkt man sich statt des Durchlaufträgers mit dem Trägheitsmoment I_p einen frei aufliegenden Träger, so müßte dieser ein vergrößertes Trägheitsmoment I_p^* aufweisen, um die gleiche Durchbiegung in Feldmitte zu erhalten. Beträgt die Durchbiegung des Durchlaufträgers in Feldmitte bei Belastung daselbst infolge einer Last $P = 1$ (z. B. Abb. 32)

$$\delta_d = \frac{l^3}{E \cdot I_p} \cdot \frac{1}{c},$$

und bestimmt man die Durchbiegung des idealisierten frei aufliegenden Trägers zu:

$$\delta_f = \frac{1}{48} \cdot \frac{l^3}{E \cdot I_p^*},$$

so ergibt sich aus $\delta_d = \delta_f$:

$$I_p^* = \frac{c}{48} \cdot I_p = \kappa \cdot I_p \text{ mit } \kappa = \frac{c}{48}. \tag{15}$$

Setzt man nun in die Gl. (5) für ϑ des frei aufliegenden Rostes den neuen Wert I_p^* statt I_p ein, so erhält man für das belastete Feld des Durchlaufträgers

$$\vartheta^* = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_p^* \cdot q}{I_q \cdot p}} = \vartheta \cdot \sqrt[4]{\kappa}. \tag{16}$$

Mit diesem neuen Wert ϑ^* können aus den früheren Kurventafeln sofort wieder die Lastverteilungsfaktoren für die einzelnen Hauptträger entnommen werden. Bei Durchlaufträgern mit verschiedenen Stützweiten ergeben sich für jedes Feld andere ϑ -Werte und andere zugehörige ϑ^* -Werte. Selbstverständlich sind als Momenteneinflusslinien $m_0(x, \xi)$ der Hauptträger für die mittlere Einheitsbelastung „1/n“ diese des Durchlaufträgers zu verwenden. Die Momenteneinflusslinien für unbelastete Öffnungen können bei torsionsfreien Rosten in Annäherung jeweils mit den Lastverteilungsfaktoren der Felder ausgewertet werden, in denen die entsprechenden Belastungen vorhanden sind. Für Durchlaufträger über 2 gleiche Öffnungen mit konstantem I_p ergibt sich z. B. nach Abb. 32 unter Beachtung der Momentenbilder nach a) und b) die Durchbiegung des Durchlaufträgers zu:

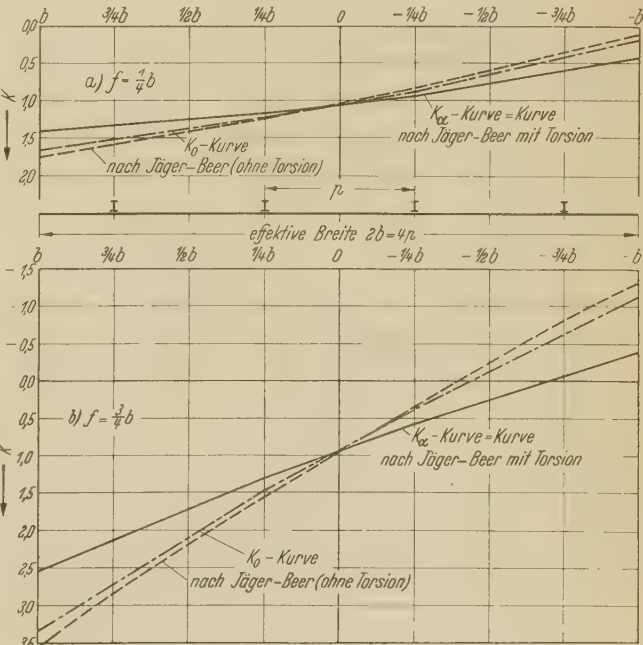


Abb. 31. Vergleich der Werte K_0 und K_α zwischen verschiedenen Rechenverfahren.
a) $f = b/4$, b) $f = 3/4 \cdot b$

Tabelle 5. Gegenüberstellung der K_0 -Werte den genauen Rechenergebnissen für den mittleren Hauptträger.

Nr.	Dimension System	m	m	m	m	÷	÷	÷	÷	÷	÷	÷	Lastverteilung	
													aus ϑ, ϑ^*	genau
		p	q	l	2 b	$\frac{I_q}{I_p}$	ϑ	C	κ	$\sqrt[4]{\kappa}$	ϑ^*	K_0^*	$k_0^* = \frac{K_0^*}{n}$	k
1		2,5	10,0	20,0	7,50	0,05	0,56	48	1	1	0,56	1,42	0,473	0,45
2		2,5	10,0	20,0	7,50	0,02	0,71	48	1	1	0,71	1,70	0,567	0,56
3		2,5	10,0	20,0	7,50	0,05	0,56	192	4	1,41	0,79	1,88	0,627	0,638
4		2,5	10,0	20,0	7,50	0,02	0,71	192	4	1,41	1,00	2,32	0,773	0,780
5		2,5	10,0	20,0	7,50	0,02	0,56	66,795	1,392	1,088	0,61	1,51	0,503	0,498
6		2,5	10,0	20,0	7,50	0,02	0,56	66,795	1,392	1,088	0,61	1,51	0,503	0,483
7		2,5	15,0	30,0	7,50	0,05	0,414	99,834	2,080	1,200	0,50	1,34	0,447	0,422
8		2,5	15,0	30,0	7,50	0,02	0,521	99,834	2,080	1,200	0,63	1,55	0,517	0,512
9		2,5	10,0	20,0	7,50	0,05	0,563	57,609	1,200	1,047	0,59	1,49	0,497	0,486
10		2,5	10,0	20,0	7,50	0,02	0,704	57,609	1,200	1,047	0,74	1,78	0,593	0,613

$$E \cdot I_c \cdot \delta_d =$$

$$= l^3 \left\{ \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,25 \cdot 0,2031 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{6} \cdot [0,25 \cdot (2 \cdot 0,2031 - 0,0938)] \right\} =$$

$$= 0,014971 \cdot l^3 = \frac{1}{66,795} \cdot l^3.$$

Damit ist:

$$c = 66,795; \quad \kappa = \frac{66,795}{48} = 1,3916; \quad \sqrt[4]{\kappa} = 1,088;$$

$$\vartheta^* = 1,088 \cdot \vartheta.$$

ist der Rechenaufwand für einen Trägerrost meist nicht allzu groß. Zweckmäßigerweise führt man hierbei die Querträgermomente über den Hauptträger als Unbekannte ein, und es ergeben sich z. B. für den Rost nach Abb. 33 nur 4 Unbekannte X_1 bis X_4 . Man kann sich für diesen einfachen Belastungszustand die Belastungen k der einzelnen Hauptträger berechnen und hat damit die zugehörigen genauen Faktoren $K_0 = n \cdot k$. Nun sieht man unter Verwendung der Kurven von Abb. 2 nach, für welchen Faktor ϑ dort die gleichen Werte K_0 erhalten werden.

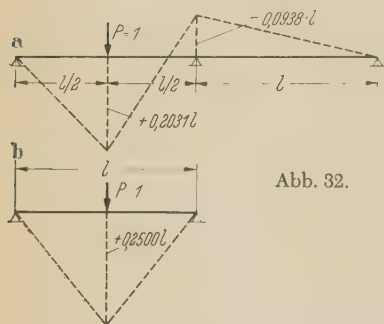


Abb. 32.

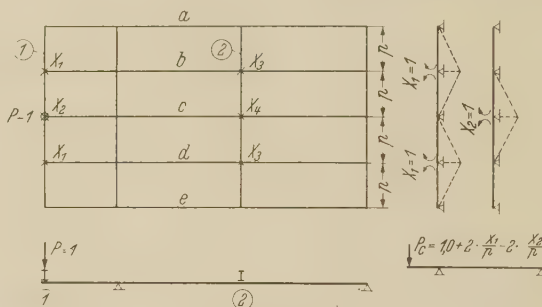


Abb. 33.

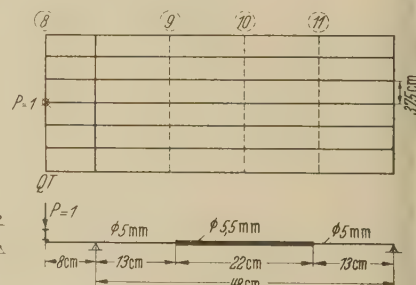


Abb. 34.

Für einen Durchlaufträger mit dem Verhältnis $l_1 : l_2 : l_3 = 2 : 3 : 2$ erhält man z. B. für die Mittelöffnung $\kappa = 2,08$ und $\vartheta_{l_2}^* = 1,2 \cdot \vartheta_{l_2}$, während sich für den beiderseits starr eingespannten Trägerrost mit dem maximalen Wert von $\kappa = 4,0$ der Wert $\vartheta_e^* = 1,41 \cdot \vartheta$ ergibt.

In Tabelle 5 sind nur für einige wenige Roste die auf Grund der Gl. (5) und (16) ermittelten Lastverteilungsfaktoren für den mittleren Hauptträger bei Belastung desselben angegeben und den genauen Rechenwerten gegenübergestellt. Die Genauigkeit genügt vollkommen den Anforderungen an eine statische Berechnung. Da die κ -Werte leicht und schnell berechnet werden können, wurde davon abgesehen, sie für verschiedene mögliche Ausführfälle in Tafeln zusammenzustellen.

Nun soll noch gezeigt werden, wie man sich in Sonderfällen mit Benutzung des Maxwellschen Satzes mit einem verhältnismäßig einfachen Rechenaufwand helfen kann. Für eine symmetrische Laststellung $P = 1$ (z. B. Abb. 33)

den. Mit diesem so festgestellten Wert ϑ können aber wegen der Gültigkeit des Maxwellschen Satzes sofort aus den Kurven der Abb. 2 bis 7 alle Lastverteilungsfaktoren für sämtliche Hauptträger abgegriffen werden.

Die Anwendung wird für die Lastverteilung auf die 7 Hauptträger beim Gelenkquerträger 8 des in Abschnitt 3 behandelten Modelles gezeigt.

Die Abmessungen sind aus Abb. 34 ersichtlich. Für die Berechnung der Lastverteilungsfaktoren wurden hier der Einfachheit halber die 3 lastverteilenden Querträger 9, 10 und 11 nicht mitberücksichtigt und es ergaben sich damit die Kurven d der Faktoren $K = n \cdot k$ nach Abb. 35. Aus Abb. 2 ergibt sich dazu ein Wert $\vartheta = 0,96$ und die dazu gehörigen Kurven d_{K_0} und g_{K_0} für die Werte K_0 aus der Abb. 2 bis 7. Aus den Modellmessungen, unter Berücksichtigung des Gesamtsystems und aller Querträger, ergaben sich die in Abb. 36 aufgetragenen Durchbiegungslinien und dementsprechend nach Abschnitt 3 die aus diesen

Durchbiegungen abgeleiteten Lastverteilungsfaktoren K_w , die ebenfalls in Abb. 35 eingetragen sind. Man sieht, daß bereits diese einfache Annahme eine sehr gute Übereinstimmung ergibt.

Besonders eindrucksvoll erkennt man die Leistungsfähigkeit des entwickelten Verfahrens an dem Fall eines Zweigelenkrahmenträgerrostes nach Abb. 37. Zur Vereinfachung wurden die für die Ausführung vorgesehenen 5 Querträger für die Rechnung zu einem einzigen mit dem Trägheitsmoment $I_0 = 5 \cdot I_q$ zusammengefaßt.

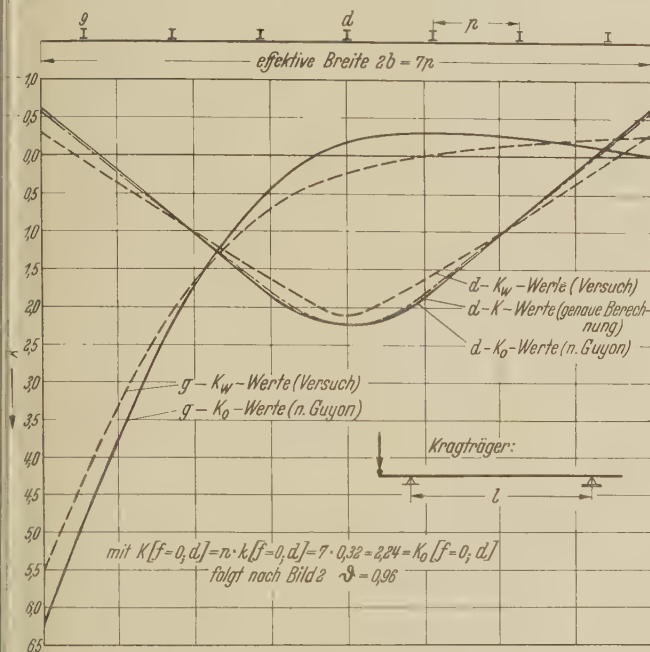


Abb. 35. Vergleich der K_0 - und K_w -Werte für Gelenkquerträger 8.

Aus der Integration des Produktes der beiden Momentenlinien nach Abb. 37 a und 37 c ergibt sich die Durchbiegung in Rahmenmitte aus $P = 1 \text{ t}$ zu:

$$E \cdot I_c \cdot \delta_d = 2 \cdot \frac{10}{6} \cdot 5,0 \cdot (2 \cdot 2,855 - 2,145) = 59,416 \cdot \frac{l^3}{134,641}$$

Damit ergibt sich nach Gl. (15) und (16):

$$c = 134,641; \quad \kappa = \frac{c}{48} = 2,805; \quad \vartheta^* = 1,293 \cdot \vartheta$$

Nach Gl. (5) ist:

$$\vartheta = \frac{3,75}{20,0} \cdot \sqrt[4]{\frac{1 \cdot 10,0}{0,05 \cdot 2,5}} = 0,56$$

$$\text{und } \vartheta^* = 1,293 \cdot \vartheta = 0,724$$

Aus Abb. 2 erhält man damit für $f = 0$ den Wert $K_0 = 1,72$ und es entfällt daher bei 3 Hauptträgern auf den mittleren der Lastanteil

$$k = \Delta P = 1,72/3 = 0,573$$

Zur Kontrolle ergibt sich aus dem einfach statisch unbestimmten System mit den Momenten nach Abb. 37 d und 37 c in einfacher Weise:

$$E \cdot I_c \cdot \delta_{11} = 90,372; \quad E \cdot I_c \cdot \delta_{10} = -47,533; \quad X_1 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = +0,526$$

$$\text{und } k = \Delta P = 1,0 - 2 \cdot \frac{0,526}{2,50} = 0,579$$

Man erkennt auch hier die ausgezeichnete Übereinstimmung der Näherungsberechnung mit den genauen Werten. Mit ϑ^* können nun die Kurven der K -Werte für alle Hauptträger aus den Abb. 2 bis 7 entnommen werden.

Die gleichen Gesichtspunkte müssen auch für die Berechnung der torsionssteifen Trägerroste gelten. Es ist zuerst in gleicher Weise der Wert $\vartheta^* = \vartheta \cdot \sqrt[4]{\kappa}$ zu ermitteln. Der ideale Wert I_p^* nach Gl. (15) muß nun aber auch in Gl. (4) Verwendung finden, und es ergibt sich:

$$\alpha^* = \frac{G \cdot \left[\frac{I_{d,p}}{p} + \frac{I_{d,q}}{q} \right]}{2 \cdot E \cdot \sqrt[4]{\frac{I_p^* \cdot I_q}{p \cdot q}}} = \frac{\alpha}{\sqrt[4]{\kappa}} \quad (17)$$

Mit ϑ^* und α^* können in gleicher Weise wie früher aus Abb. 2 bis 12 die Lastverteilungsfaktoren abgegriffen werden.

Die Auswirkungen dieser Maßnahmen erkennt man an folgendem Beispiel. Für einen Durchlaufträger mit dem Verhältnis $l_1 : l_2 : l_3 = 2 : 3 : 2$ ergibt sich nach obigem für die Mittelöffnung

$$\kappa = 2,03; \quad \sqrt[4]{\kappa} = 1,442 \quad \text{und} \quad \sqrt[4]{\kappa} = 1,2$$

Für die Mittelöffnung, als frei aufliegender Rost allein, würden sich mit $\vartheta = 0,71$ und $\alpha = 0,171$ die Lastverteilungsfaktoren K_a nach Gl. (6) ergeben. Sie sind in Tabelle 6 eingetragen.

Tatsächlich müßten aber die Werte $\vartheta^* = \vartheta \cdot \sqrt[4]{\kappa} = 1,2 \cdot 0,71 = 0,852$ und $\alpha^* = \frac{\alpha}{\sqrt[4]{\kappa}} = \frac{0,171}{1,442} = 0,118$ zugrunde gelegt werden.

Man ersieht aus Tabelle 6, daß sich damit ganz andere Lastverteilungsfaktoren K_a^* ergeben.

Als wichtiges Ergebnis dieses Abschnittes kann festgestellt werden, daß nunmehr auch statisch unbestimmte Trägerrostsysteme in einfacher Weise unter Zuhilfenahme der Kurventafeln von Guyon-Massonnet berechnet werden können.

6. Modellmessungen an einer torsionssteifen kontinuierlichen Trägerrostbrücke über 2 Öffnungen aus vorgespannten Stahlbeton-Haupt- und -Querträgern.

Von den von Morice und Little durchgeführten Versuchen an Trägerrosten über 1 und 2 Öffnungen, die bis in alle Einzelheiten in deren Veröffentlichung [3] beschrieben sind, soll hier als Ergänzung zu Abschnitt 5 nur kurz auf die Ergebnisse der Messungen am durchlaufenden Trägerrost eingegangen werden. Das Schema des Rostes ist in Abb. 38 dargestellt. Es sind:

$$l = 6 \text{ ft. } 8 \text{ in.}; \quad 2b = 3 \text{ ft. } 3 \text{ in.}; \quad p = 9\frac{3}{4} \text{ in.}; \quad q = 1 \text{ ft } 8 \text{ in.}$$

$$I_p = 10,667 \text{ in}^4; \quad I_q = 3,467 \text{ in}^4;$$

$$G \cdot I_{d,p} = \zeta \cdot G \cdot d \cdot c^3 = 0,229 \cdot 4 \cdot 2^3 \cdot G = 7,33 \cdot G,$$

$$G \cdot I_{d,q} = 0,1835 \cdot 2,75 \cdot 2^3 \cdot G = 4,04 \cdot G,$$

$$G = 0,4 \cdot E.$$

Die Hauptträger liegen bei $b/4$ und $3/4 \cdot b$.

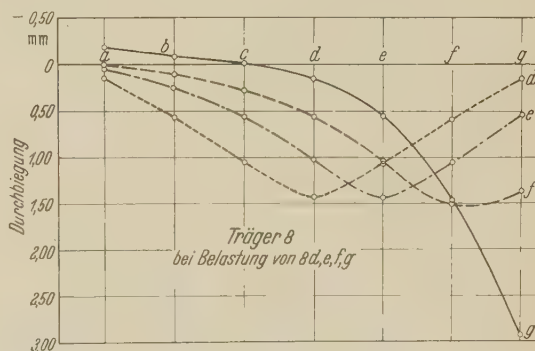


Abb. 36.

Damit erhält man entsprechend Abschnitt 4 die Werte $\vartheta = 0,387$ und $\alpha = 0,438$.

Für diese Werte ϑ und α des frei aufliegenden Trägers wurden von Morice und Little die Lastverteilungsfaktoren wie früher ermittelt und aus den Versuchen festgestellt, daß für verschiedene Belastungsfälle (Abb. 39 a, b, c, d) in den belasteten Öffnungen die Verteilungsfaktoren K_a vollständig mit den Werten des frei aufliegenden Trägers übereinstimmen. Es wurde daraus der Schluß

Weiter wurde ein besonderes Verfahren entwickelt, das nunmehr gestattet, die Kurven von Guyon-Massonnet auch für kontinuierlich durchlaufende Trägersysteme zu verwenden. Man braucht nur für einen Hauptträger des Systems die Durchbiegung in Feldmitte des zu untersuchenden Feldes infolge $P = 1$ t der Durchbiegung eines frei aufliegenden Feldes mit dem gedachten Trägheitsmoment I_p^* gleichzusetzen. I_p^* in die Gl. (5) eingesetzt, ergibt — wie durch Rechenbeispiele bewiesen wurde — eine ausgezeichnete Übereinstimmung mit den genauen Werten. Zugehörig zu I_p^* bestimmen die Koeffizienten ϑ^* und α^* statt ϑ und α das elastische Verhalten des betreffenden Rostes.

Für die unbelasteten Öffnungen eines torsionsfreien Durchlaufträgers gelten wieder die Verteilungsfaktoren des zugehörigen belasteten Trägers. Bei torsionssteifen Rosten mit torsionssteifen Querträgern über den Lagern kann im Gegensatz hierzu nach Versuchen von Morice und Little für die Hauptträger der unbelasteten Öffnungen mit einer gleichmäßigen Beanspruchung aller Hauptträger gerechnet werden.

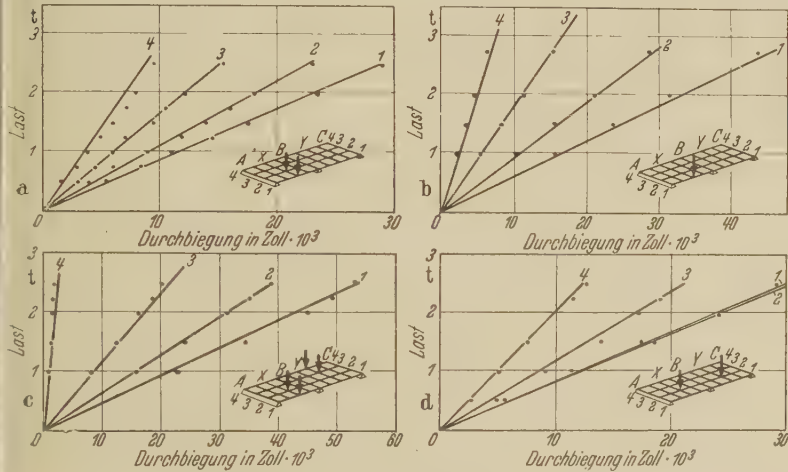


Abb. 39. Vergleich zwischen den tatsächlichen und den theoretischen Durchbiegungen für die belasteten Felder.

Ausgehend vom Maxwell'schen Gesetz wurde ein weiteres einfaches Verfahren für Sonderfälle entwickelt. Für eine symmetrische Last $P = 1$ in Brückenachse, an dem zu untersuchenden Querschnitt wirkend, wird der Trägerrost genau berechnet und die Lastfaktoren dann für die einzelnen Hauptträger bestimmt. Aus den Kurventafeln von Guyon-Massonnet wird der zugehörige ϑ -Wert abgelesen und damit können auch die Lastverteilungsfaktoren für alle exzentrischen Laststellungen aus obigen Kurventafeln Bild 2—12 entnommen werden. Die Genauigkeit des Verfahrens wurde einmal am Gelenkträger des Modells des Abschnittes 5 und zum anderenmal am Beispiel eines Rahmenrostes demonstriert.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß mit der Methode Guyon-Massonnet, einschließlich den im Rahmen dieser Veröffentlichung aufgezeigten neuen Wegen, jeder beliebige torsionsfreie oder torsionssteife Trägerrost schnell und einfach berechnet werden kann. Die erzielte Genauigkeit entspricht vollkommen den Anforderungen, die an eine statische Berechnung gestellt werden. Sollten wirklich in dem einen oder anderen Falle, durch nicht genaue Erfassung der ϑ - bzw. α -Werte, etwas größere Abweichungen auftreten, so ist dies von nicht allzu großer Bedeutung, da dies ja nur die Einzellast und nicht die gleichmäßig verteilte Belastung aus ständiger Last und Verkehr betrifft.

Auch ist ein diesbezüglicher Fehler in den Beanspruchungen der unbelasteten Öffnung aus einer Last in einer anderen Öffnung von nicht großer Bedeutung. Dazu kommt auch, daß die Trägerrostbrücken im allgemeinen eine größere Sicherheit gegen Bruch als normale Brücken aufweisen, da bei irgendwelchen Plastizierungen

noch Lastumlagerungen eintreten können. Eine weitere Verminderung der nach obigem Verfahren vorhandenen geringen Fehlerprozente durch genauere und meist viel umfangreichere Verfahren erzielen zu wollen, scheint unzweckmäßig, da jeweils schon bei den Annahmen grundlegende Idealisierungen, z. B. über die mitwirkende Plattenbreite, den Torsionswiderstand, den Elastizitätsmodul usw. gemacht werden müssen.

Von besonderem Vorteil ist das gezeigte Verfahren auch für den ersten Entwurf von Brücken. In kürzester Zeit können die Ergebnisse für die verschiedensten Maßnahmen durch Variation der Anzahl der Hauptträger und lastverteilenden Querträger, deren Abmessungen, des Systems usw. erhalten werden und so die wirtschaftlichste Konstruktion ausgewählt werden.

Mit den angegebenen Gleichungen kann auch die anisotrope Platte untersucht werden.

Man erkennt auch, daß die in letzter Zeit besonders wirtschaftlich angewendeten torsionssteifen Röhrendeckbrücken etwa dem Fall $\vartheta = 0$, $\alpha = 1$ entsprechen, für den jede exzentrisch angreifende Last fast völlig gleichmäßig

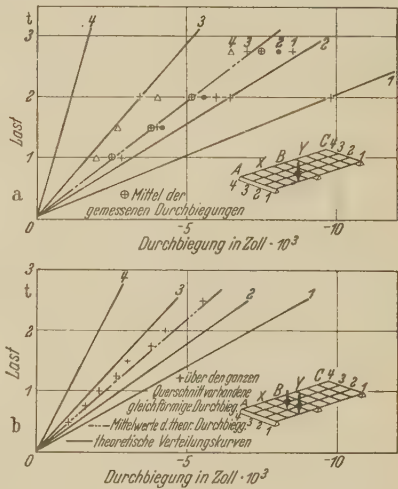


Abb. 40. Vergleich der tatsächlichen Durchbiegungen in der unbelasteten Öffnung mit den Werten, die sich mit den Lastfaktoren der belasteten Öffnung ergeben.

auf alle Hauptträger übertragen wird ($K_a = 1$). Dies ist durch Messungen an ausgeführten Brücken bestätigt (z. B. Rheinbrücke Bonn—Beuel).

Es ist anzunehmen, daß die mitten in der Arbeit stehenden Ingenieure mit Freuden dies Verfahren aufgreifen werden.

Zum Schluß sei Herrn Prof. Dr. Ing. Schleicher für seine Anregung zu dieser Veröffentlichung und meinen Herren Assistenten Dipl.-Ing. Bandel, Kunert und Stein für ihre fruchtbare Mitarbeit bestens gedankt.

Literatur.

1. Guyon, Y.: Ann. Ponts et Chauss. Sept.-Oct. (1946) S. 553—612.
2. Massonnet, Ch.: Abh. Intern. Vereinigung für Brückenbau u. Hochbau 10 (1950) S. 147—182.
3. Morice, P. B., u. G. Little: The Structural Engineer 32 (1954) Nr. 3, S. 83.
4. Huber, Bauingenieur 4 (1923) S. 354.
5. Timoshenko: Theory of Plates and Shells. New York, 1940.
6. Leonhardt: Bautechnik 16 (1938) S. 535.
7. Jäger, K.: Österr. Bauzeitschrift 8 (1953) S. 58.
8. Beer, H., u. F. Resinger: Nachr. d. Österr. Betonvereins 14 (1954) S. 13 Beilg. z. Österr. Bauzeitschrift (1954) H. 3.
9. Homberg, H.: Kreuzwerke. (= Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues H. 8), Berlin 1951.
10. Leonhardt, F., u. W. Andrä: Die vereinfachte Trägerrostberechnung. Stuttgart 1950.
11. Lazarides, T. O.: Civ. Eng. and Public Works Review, London 47 (1952) Nr. 552, S. 471.
12. Pippard, A. J. S., and J. P. A. De Waele: Journ. Inst. Civil Eng., London 10 (1938) Nr. 1, S. 97—114.
13. Hetenyi, M.: A method for calculating grillage beams. Timoshenko 60th Anniversary Volume, New York, 1938, S. 60—72. Weitere Schrifttumsangaben s. unter [1—13].

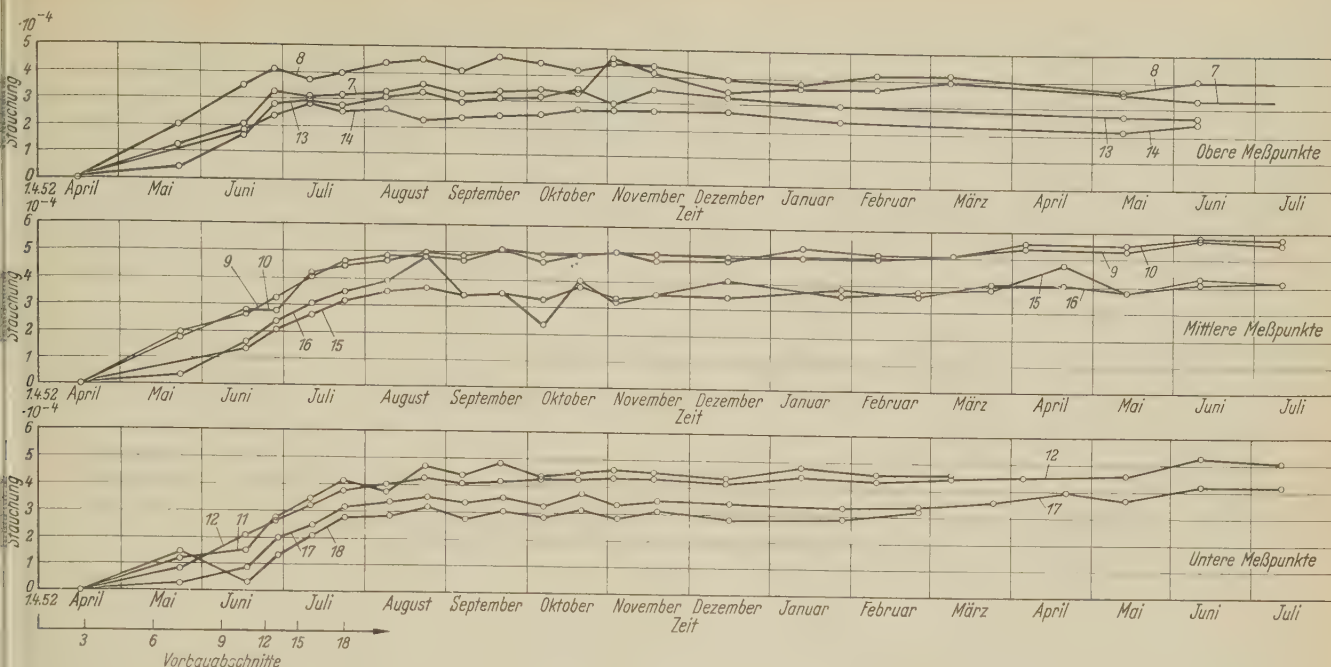


Abb. 3. Gemessene Verformungen am rechten Überbau des rechten Strompfeilers.

Tabelle I. Zusammenstellung der Spannungen und elastischen Verformungen in den Meßpunkten.

Vorbau bis Pkt.	Spannungen [t/m ²]						Verformungen $\times 10^{-4}$					
	Eigengew. + Montage			Vorspannung			Eigengew. + Montage			Vorspannung		
	oben	mittl.	unten	oben	mittl.	unten	oben	mittl.	unten	oben	mittl.	unten
3	— 87	+ 18	+ 48	+ 382	+ 96	+ 15	— 0,25	+ 0,07	+ 0,14	+ 1,10	+ 0,28	+ 0,04
6	— 243	+ 50	+ 134	+ 730	+ 184	+ 29	— 0,69	+ 0,14	+ 0,38	+ 2,08	+ 0,53	+ 0,08
9	— 475	+ 99	+ 262	+ 1040	+ 264	+ 42	— 1,37	+ 0,28	+ 0,75	+ 2,98	+ 0,76	+ 0,12
12	— 748	+ 155	+ 412	+ 1370	+ 344	+ 54	— 2,14	+ 0,44	+ 1,18	+ 3,92	+ 0,98	+ 0,15
15	— 1050	+ 217	+ 578	+ 1540	+ 388	+ 61	— 3,00	+ 0,62	+ 1,65	+ 4,40	+ 1,11	+ 0,17
18	— 1365	+ 283	+ 750	+ 1680	+ 421	+ 67	— 3,90	+ 0,80	+ 2,14	+ 4,80	+ 1,20	+ 0,19

Berechnung des Kriechbeiwertes φ .

Von der gemessenen gesamten Dehnung interessiert hier der aus dem Kriechen herrührende Anteil ε_{φ} . Durch Rechnung wurde zuerst von ε_{ges} die Größe ε_{el} , sodann durch Schätzung aus Erfahrungswerten die Größe ε_s abgespalten und auf diese Weise ε_{φ} erhalten. Die Schnittkräfte waren wegen der Eigenart des Freivorbaus nicht konstant über die Zeit, so daß die ε_{φ} -Kurven nicht ohne weiteres den Kriechbeiwert lieferten. Dieser mußte durch Summierung einzelner Teilkriechbeiwerte errechnet werden.

Berechnung von φ aus der Stahlfaserstauchung während des Vorbaus.

Die nachstehend verwendeten Formeln für den Spannungsverlust durch Kriechen und Schwinden sind vom erstgenannten Verfasser angegeben [3].

Während des Vorbaues sind Kräfte und Momente aus folgenden Lastzuständen zu berücksichtigen:

- Vorspannung im Zeitpunkt t_n .
- Zunahme der Vorspannung im Intervall $t_n - t_{n+1}$.
- Abnahme der Vorspannung im Intervall $t_n - t_{n+1}$ durch Kriechen und Schwinden.
- Eigengewichts- und Montagemoment im Zeitpunkt t_n .
- Zunahme des Eigengewichts- und Montagemomentes im Intervall $t_n - t_{n+1}$.

Zur Berechnung des Kriechbeiwertes φ kann, da die Verformung über den Querschnitt bekannt ist, jeder

Querschnittspunkt herangezogen werden. Zweckmäßigerweise wird der Schwerpunkt der Stahleinlagen (Stahlfaser) und der Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes gewählt. Die zugehörigen Verformungen lassen sich durch geradlinige Verbindung der Meßergebnisse über die Querschnittshöhe ermitteln.

Die Berechnung des Kriech- und Schwindverlustes der Vorspannung wurde für Intervalle von 3 Vorbauabschnitten durchgeführt. Die Änderung der Stahlspannung kann unmittelbar berechnet werden aus der gemessenen Dehnung

$$\Delta\sigma_e = E_e \cdot \Delta\varepsilon_e.$$

Wird mit $\Delta\bar{V}_0 = \Delta F_e \cdot \sigma_{vzul}$ die Zunahme der Spannkraft durch Anspannen neuer Eisen während eines Intervalles und mit $\Delta\sigma_{bv g}$ die Änderung der Betonspannung in Höhe der Stahlfaser durch das wachsende äußere Moment bezeichnet, so erhält man den Spannungsverlust durch plastische Verformung

$$\Delta\sigma_v = \Delta\varepsilon_e \cdot E_e - n \cdot \Delta\sigma_{bv g} - \frac{n \cdot \Delta V_0}{F_i} \left(1 + \frac{F_i \cdot a_{vi}^2}{I_i} \right). \quad (1)$$

(Druck bzw. Stauchungen positiv! Der Zusammenhang zwischen ΔV_0 und ΔV_0 ist weiter unten erklärt.)

Die Abnahme der Vorspannkraft durch Kriechen und Schwinden im Intervall $t_i - t_{n+1}$ beträgt damit

$$\Delta V = \Delta\sigma_v \cdot F_{e,v(vorh)}. \quad (1a)$$

Die Differentialgleichung für den Vorspannverlust infolge Kriechens und Schwindens lautet

$$\frac{dV}{d\varphi} + V \cdot a + b = 0; \quad (2)$$

mit $b/a = r$ und für das Intervall $t_n - t_{n+1}$ in Differenzenform geschrieben erhalten wir aus (2)

$$\frac{\Delta V}{\Delta \varphi \cdot a} + V + r = 0. \quad (2a)$$

Die Werte r , a und V sind mittlere Werte während des Intervalls $t_n - t_{n+1}$. Durch Auflösen von Gl. (2a) nach $\Delta \varphi$ erhält man den zum Intervall $t_n - t_{n+1}$ gehörigen Teilkriechbeiwert

$$\Delta \varphi = \frac{-\Delta V}{a \cdot (V + r)}. \quad (3)$$

In Gl. (3) bedeuten

$$a = \frac{1 + \frac{a_{vs}^2}{i^2}}{1 + \frac{a_{vi}^2}{i^2} + \frac{1/\cos \psi}{n \cdot \mu}} \quad (3a)$$

$$r = \frac{M_0 \cdot a_{vi} \frac{F_b}{I_i} - c \cdot F_b}{1 + a_{vs}^2/i^2} \cdot \frac{1}{\cos \psi}. \quad (3b)$$

Legende.

a_{vs} = Abstand der Schwerachse der Vorspannbewehrung von der Schwerachse des Betonquerschnitts.

a_{vi} = Abstand der Schwerachse der Vorspannbewehrung von der Schwerachse des Verbundquerschnitts.

i = Trägheitsradius des Betonquerschnitts.

ψ = Neigungswinkel der Vorspannbewehrung gegen die Schwerachse des Betonquerschnitts.

$$c = \varepsilon_s \cdot (t = \infty) \frac{E_0}{\varphi(t = \infty)}.$$

Wie schon oben erwähnt, muß zur Ermittlung von c der Wert $\frac{\varepsilon_s(t = \infty)}{\varphi(t = \infty)}$ geschätzt werden. Es wurde angenommen $\varepsilon_s(t = \infty) = 15 \cdot 10^{-5}$; $\varphi(t = \infty) = 2,0$; $E_0 = 3,5 \cdot 10^5$ [kg/cm²]. Damit $c = 26,2$ [kg/cm²].

Der Wert V in Gl. (2) und (3) ist die Vorspannkraft im jeweiligen Zeitpunkt t_n . Sie setzt sich zusammen aus dem

gegebenen Wert $\sum_0^n \Delta \bar{V}_0 = F_{e_v} \cdot \sigma_{v, zul}$ und dem in Gl. (1)

und (1a) errechneten Wert $\sum_0^n \Delta V$. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die Vorspannkraft ΔV_0 erst im Verlauf des Freivorbaues eingeleitet werden, wenn der untersuchte Querschnitt schon durch Eigengewichtsmomente beansprucht ist. Die dadurch hervorgerufene Dehnung des Betons in Höhe der Stahlfaser bewirkt, daß die relative Dehnung des Betons gegenüber dem Stahl beim Anspannen um den Betrag $\sigma_{bv, g}/E_b$ kleiner ist als bei einem nur durch Vorspannung beanspruchten Querschnitt. Ein Stahlkraftzuwachs von $\Delta V_0 = \Delta F_e \cdot \sigma_{v, zul}$ liefert daher nur einen Vorspannkraftzuwachs von $\Delta V_0 = \Delta V_0 - n \cdot \Delta F_e \cdot \sigma_{bv, g}$. Die Vorspannung zum Zeitpunkt (t_n) beträgt damit

$$V = F_{e_v} \cdot \sigma_{v, (zul)} - \sum_0^n \Delta V - n \sum_0^n \Delta F_{e_v} \cdot \sigma_{bv, g}.$$

In den Gl. (3a) und (3b) sind jeweils die Querschnittswerte für den Verbundquerschnitt zum Zeitpunkt t_n einzusetzen.

Die Berechnung des Wertes φ aus der Stauchung der Schwerpunktfaser ist einfacher. Hier tritt keine Spannung durch Biegemomente auf. Sonst ist der Gang der Rechnung der gleiche.

Die Berechnung ergibt für die Stahlfaser gegen Ende des Vorbaues sprunghafte Werte $\Delta \varphi$. Die Fehlerempfindlichkeit ist bedingt durch die kleinen kriecherzeugenden

Spannungen in Höhe der Stahlfaser. Es ist zweckmäßig, zur Bestimmung von $\Delta \varphi$ anfangs die Stauchungen der Stahlfaser und später die der Schwerpunktfaser heranzuziehen.

Nach dieser im vorstehenden angezeigten Methode wurde vorgegangen. Es wird darauf verzichtet, die Rechnung im einzelnen wiederzugeben. Die Ergebnisse sind in Abb. 4 zusammengestellt. Die Zeitabszisse umfaßt nur

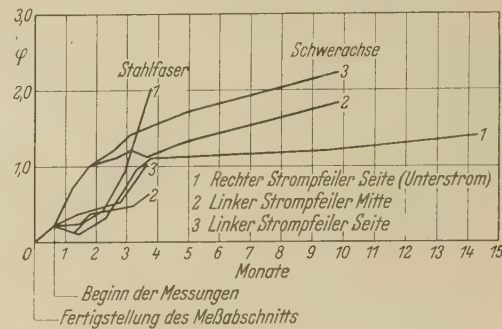
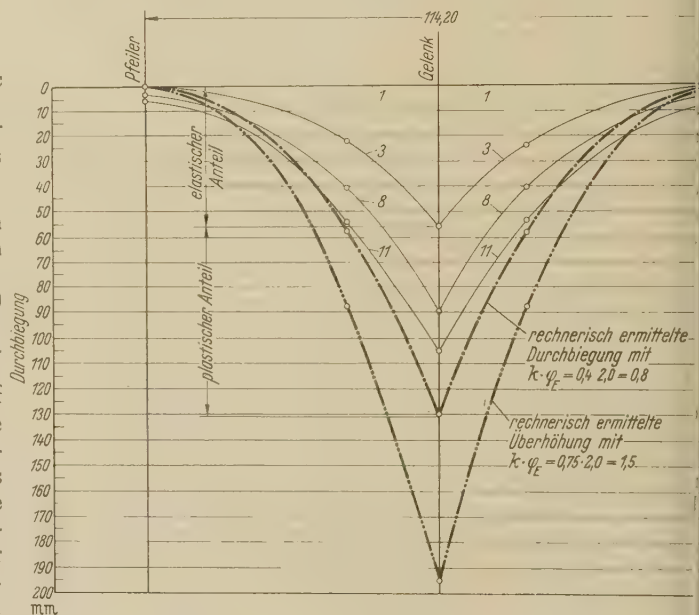


Abb. 4. Kriechkurven.

15 Monate, da über diese Zeit hinaus die geringen Änderungen der Kriechverformungen wegen der Meßungenauigkeiten nicht mehr einwandfrei festgestellt werden können. Der Verlauf der $\varphi(t)$ -Kurven ergibt eine mittlere Kurve, die asymptotisch einem Endwert $\varphi_E \approx 2,0$ mit einem zugehörigen t -Wert von ca. 3—4 Jahren zustrebt. In Abb. 6 ist diese Mittelwertkurve dargestellt.

3. Das Höhennivellement.

Die Meßergebnisse mit Übersichtsplan und Zeitplan sind in Abb. 5 dargestellt. Die Biegelinien setzen sich zu-



Nr.	Datum der Messung	Bemerkung
1	24. 2. 53	
3	28. 4. 53	Aufbauten fertig
8	12. 3. 54	
11	13. 7. 54	

Zur Erhöhung der Übersichtlichkeit sind nicht alle Messungen aufgeführt. Abb. 5. Durchbiegungen der Mittelöffnung.

sammen aus einem elastischen Teil infolge der Lasten des Brückenausbauens und einem plastischen Teil infolge von Kriechen und Schwinden.

Die Messungen begannen am 24. Februar 1953. Zu dieser Zeit waren der linke bzw. der rechte Überbau im Mittel 9 bzw. 5 Monate alt. Während des Freivorbaues und in der Zeit nach Fertigstellung des Tragwerkes bis zum Beginn der Messungen hat der Beton einen Teil seiner plastischen Verformungen durchgemacht. Die nach dem Beginn der Messungen zu erwartenden Kriechverformungen des Betons können deshalb nicht mit dem von uns oben ermittelten Kriechbeiwert $\varphi_E = 2,0$, sondern nur mit einem Bruchteil $k \cdot \varphi$ errechnet werden. Bezeichnen wir



Abb. 6.

mit t_1 den Zeitpunkt, von dem ab die Kriechverformungen gezählt werden, so ist definiert:

$$k = \frac{\varphi_E - \varphi(t_1)}{\varphi_E}$$

Der Beton der Mittelöffnung war bei Beginn der Durchbiegungsmessungen im Mittel 7 Monate alt. Aus der in

Abb. 6 gezeigten Kriechkurve erhält man für $t_1 = 7$ Monate einen Wert

$$k = \frac{2,0 - 1,2}{2,0} = 0,4.$$

Die mit dem Wert $k \cdot \varphi_E = 0,4 \cdot 2,0 = 0,8$ errechneten Durchbiegungen vom Beginn der Messungen ab sind in Abb. 5 eingetragen; es ergibt sich für $t = \infty$ eine plastische Durchbiegung in der Mitte des Trägers von 7,5 cm.

Die in Abb. 5 gezeichnete Durchbiegungslinie Nr. 11 weist eine plastische Senkung in der Mitte von 5 cm auf. Die Linie Nr. 11 stammt vom 13. Juli 1954; der Beton war zu dieser Zeit i. M. 2 Jahre alt. Daraus ergibt sich für $t = 2$ Jahre ein Faktor

$$k = \frac{7,5 - 5,0}{7,5} \cdot 0,40 = 0,13.$$

Die Überhöhung der Brücke gegenüber der endgültig vorgesehenen Gradienten vom Zeitpunkt des Schließens der Gelenke wurde mit einem Wert $k \cdot \varphi = 1,5$ errechnet und durchgeführt, d. h. die zu erwartenden Kriechverformungen wurden überschätzt. Diese Kurve ist ebenfalls in Abb. 5 eingetragen.

Literatur.

- [1] Finsterwalder: Beton- und Stahlbetonbau 48 (1953) S. 1.
- [2] Finsterwalder: Beton- und Stahlbetonbau 50 (1955) S. 44.
- [3] Mehmel: Beitrag Massivbau, in Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, 2. Auflage, Berlin 1955.

Probleme der Gezeitenkraftausnutzung*.

Von Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund (Dozent an der T. H. Karlsruhe).

1. Einleitung.

Die gesamten auf der Erde vorhandenen Gezeitenkräfte sind so ungeheuer groß, daß die übrigen bisher erschlossenen Energiequellen weit dahinter zurückbleiben. Nach überschlägiger Berechnung ergibt sich für einen mittleren Tidenhub von durchschnittlich 0,7 m eine Gezeitenrohleistung der Weltmeere zu etwa 54 Milliarden PS. Die Gesamtrohenergie aller Wasserkräfte auf dem Festland dagegen beträgt nur 7,63 Milliarden PS, also etwa ein Siebentel der Gezeitenleistung.

2. Das Arbeitsvermögen der Gezeitenwelle und ihr Ausnutzungsgrad.

a) Kinetische Energie.

Die kinetische Energie des Flut- oder Ebbestromes in Fortpflanzungsrichtung der Gezeitenwelle beträgt

$$E_{(v)} = Q \cdot \gamma \cdot v^2 / 2 g, \tag{1}$$

und das Gesamtarbeitsvermögen einer Tide infolge der Fließbewegung wäre:

$$A_{(v)} = \int_0^{2\pi} Q \cdot \gamma / 75 \cdot v^2 / 2 g. \tag{2}$$

Da aber die Maximalgeschwindigkeit und damit auch die kinetische Energie selbst bei großen Tidenhuben nur geringe Werte annehmen, sollen die Untersuchungen sich nur auf die Ausnutzung der potentiellen Gezeitenenergie beschränken.

b) Potentielle Energie.

a. Turbinenbetrieb bei zwei Fließrichtungen.

Vom Meer sei eine Bucht abgetrennt, aber mit Durchflußöffnungen noch so verbunden, daß der Wasserspiegel in der Bucht dem steigenden und fallenden Meeresspiegel noch folgen kann. Die Tidebewegung möge eine Schwingungsbreite der Größe A und das Becken für diese Höhendifferenz einen Fassungsraum V aufweisen. Wird die Fallhöhe am Krafthaus mit H_K und die Betriebswassermenge für eine

Turbine mit q bezeichnet, so beträgt ohne Berücksichtigung des Wirkungsgrades die Leistung einer Einheit

$$N = q \cdot g \cdot q \cdot H_K \quad [\text{tm/s}]. \tag{3}$$

Bei einer Beckenfläche $S(z)$ als Abhängige des Beckenwasserstandes z wird bei Entleerung eine Arbeit von

$$A_{(b)} = \gamma \int_0^A S(z) z \, dz \tag{4}$$

und bei Füllung von

$$A_{(b)} = \gamma \int_0^A S(z) (A - z) \, dz \tag{5}$$

geleistet.

Dabei muß die Entleerung und Füllung eines Beckens innerhalb eines Gezeitenintervalles erfolgen. Das innerhalb eines Gezeitenintervalles vorhandene Arbeitsvermögen wird

$$A_{(b)} = A \gamma \int_0^A S(z) \, dz = \gamma AV. \tag{6}$$

Die wirklich geleistete Arbeit als Teil des theoretischen Arbeitsvermögens [Gl. (6)] wird zu

$$A_{(b)} = \delta \gamma AV, \tag{7}$$

mit $\delta < 1,0$ in Abhängigkeit von der Art des Füll- und Entleerungssystems und der Lage des Kraftwerkes.

β. Turbinenbetrieb bei einer Fließrichtung. Die Gl. (6) u. (7), abgeleitet aus theoretischen Überlegungen, entsprechen aber nicht mehr den Ergebnissen aus Modellversuchen in jüngster Zeit. Bei Verwendung eines Kunstgriffes ist eine weit größere Leistung möglich. Hat die Flutwelle ihren höchsten Punkt erreicht, so werden Wehrverschlüsse schnell gezogen, und das Wasser strömt mit großer Geschwindigkeit direkt in das Becken, welches nach Füllung wieder abgesperrt wird. Infolge Schwallerscheinungen im Becken ist es möglich, einen Stau über Meeresspiegel, und zwar ohne Schwierigkeiten von 1,5fachem Wert der Amplitude A zu erreichen. Theoretisch kann für einen trapezförmigen Kanal die doppelte Amplitudenhöhe (2A) erzielt werden. Da aber während des Füllvorganges des Beckens Energie nicht erzeugt wird, bezieht sich die mögliche Leistungsabgabe nur auf den Zeit-

* Kurzfassung der Habilitationsschrift: „Probleme der Gezeitenkraftausnutzung“.

abschnitt der Entleerung, also auf etwa eine halbe Tide (Ebbezeit), und es wird

$$A_{(b)} = 1/2 \cdot S (2 \gamma A)^2 = 2 \gamma S A^2 = 2 \gamma A V. \quad (8)$$

Es kann somit für den günstigsten Fall bei Ausnutzung der Schwallerscheinung doppelt so viel an Energie wie auf Grund des vorhandenen Tidenhubes gewonnen werden.

γ. Turbinen- und Pumpenbetrieb bei einer Fließrichtung. Neben dem Hauptbecken sei ein Hilfsbecken mit der Oberfläche $F(z)$ ($z \geq A$), dessen Sohle auf Höhe der Tidenamplitude A liegen möge. Während das Becken durch die kommende Flut gefüllt wird, pumpt das mit der Turbine gekuppelte Aggregat Wasser in das Hilfsbecken. Es gilt, wenn Turbine und Pumpe gleiche Leistung aufweisen,

$$\gamma \int_0^A S (A - z) dz = \gamma \int_A^B F (z - A) dz. \quad (9)$$

Wird mit V_p das gepumpte Wasservolumen bezeichnet, dann geht Gl. (9) über in

$$\gamma \int_0^A S z dz + \gamma \int_A^B F z dz = \gamma A (V_p + V). \quad (10)$$

Durch Entleerung beider Becken wird während der Ebbezeit an Energie gewonnen

$$E = \gamma \int_A^B F z dz + \gamma \int_0^A S z dz = \gamma A (V_p + V), \quad (11)$$

somit um AV_p mehr Energie als bei Turbinenbetrieb [Gl. (6)].

δ. Turbinen- und Pumpenbetrieb bei zwei Fließrichtungen. Die Untersuchung gilt für den allgemeinen Fall nur eines Beckens ohne höher gelegenes Hilfsbecken. Der für die Pumpen erforderliche Strom wird dem Netz entnommen. Die vier Arbeitsphasen eines Zyklus setzen sich zusammen aus:

1. Der Beckenwasserspiegel auf Höhe des Niederwassers wird durch Pumpenbetrieb bis auf die Kote $-B$ weiter abgesenkt mit einem Energieverbrauch von

$$E_p = \gamma \int_{-B}^0 S(z) (-z) dz \quad (z \leq 0). \quad (12)$$

2. Die steigende Flut füllt das Becken, die Turbinen erzeugen an Energie

$$E_F = \gamma \int_{-B}^A S(z) (A - z) dz. \quad (13)$$

3. Ist Hochwasserstand erreicht, heben die Pumpen den Beckenwasserspiegel weiter bis auf Kote C mit einem Energieverbrauch von

$$E_{p'} = \gamma \int_A^C S(z) (z - A) dz. \quad (14)$$

4. Die Turbinen arbeiten das Becken bis auf die Höhe Null ab und es wird während dieser Zeitspanne an Energie geliefert

$$E_L = \gamma \int_C^0 S(z) (z - A) dz. \quad (15)$$

Damit wird in einem Arbeitszyklus bei Berücksichtigung des zum Pumpen benötigten Stromes an Energie gewonnen

$$E_F + E_L - E_p - E_{p'} = \gamma A \int_{-B}^C S dz = \gamma A (V + V_p + V_{p'}) \quad (16)$$

Wird also mit Turbinen und Pumpen in beiden Richtungen gefahren, so ist ein Energiegewinn von $A(V_p + V_{p'})$ gegenüber Turbinenbetrieb [Gl. (6)] und von $AV_{p'}$ gegenüber Pumpenbetrieb nur in einer Richtung [Gl. (11)] zu erwarten.

c) Resonanzerscheinung.

Jedes Wasserbecken hat auf Grund seiner Größenverhältnisse eine Eigenfrequenz, deren Eigenperiode bei einem

Im langen Becken mit rechteckigem Querschnitt und einer Wassertiefe h mit $T = 2l/\sqrt{gh}$ gegeben ist. Gezeitenimpulse, die die Wassermasse eines Kanals oder Beckens vom offenen Meer empfängt, werden Schwingungen erzeugen. Diese Mitschwingungszeiten werden sich dann am stärksten ausbilden, wenn die Eigenperiode der Wassermasse des Beckens oder des Kanals der Gezeitenperiode nahekommt.

Da es sich in der Natur bei Buchten im allgemeinen nicht um Regelquerschnitte handelt, sind die Verhältnisse recht schwierig zu übersehen. In der schematischen Skizze soll ein Damm mit Krafthaus bei A B (Abb. 1) am Ende eines Küstenmeeres A B C D zur Vereinfachung als Rechteck angenommen, ein Becken abtrennen. Die Wassertiefe des Küstenmeeres beträgt durchgehend h Meter, mögliche Unebenheiten (ζ_0) im Querschnitt C D , also an der Mündung des Küstenmeeres in den Ozean, stören das

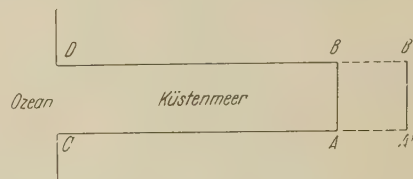


Abb. 1. Schematische Darstellung eines Küstenmeeres mit geplantem Kraftwerk bei A-B.

Kraftwerk nicht in seiner Arbeitsweise. Die Auswirkung des Gezeiteinflusses in Abhängigkeit der Entfernung vom Ozean wird durch die Differentialgleichung zweiter Ordnung ausgedrückt

$$g \cdot h \cdot \frac{d^2 \varphi}{ds^2} + \lambda^2 \varphi + W = 0. \quad (17)$$

Es sind gegeben durch die Beziehung

$$\zeta = h \frac{d^2 \varphi}{ds^2}; \quad \mu = \frac{d \varphi}{ds}; \quad v = i \lambda \frac{d \varphi}{ds} = \frac{d \mu}{dt}.$$

Nach Integration der Gl. (17) wird

$$\varphi = D e^{i k s} + B e^{i \mu s} + B' e^{-i \mu s}$$

mit

$$\mu^2 = \frac{\lambda^2}{g h} \quad \text{und} \quad D = \frac{A}{g \cdot h \cdot k^2 - \mu^2},$$

B und B' sind dabei zwei Integrationskonstante.

Vor Bau des Kraftwerkes lag die Küste A' B' vom Ozean L' Meter entfernt. Durch das Kraftwerk im Abstand L vom offenen Meer wird ein Becken der Länge $l = L' - L$ abgeteilt. Es läßt sich als Abhängigkeit der alten zur neuen Gezeitenbewegung für die geplante Sperrstelle angeben

$$\frac{\zeta_L}{\zeta_{L'}} = \frac{\cos \mu L'}{\cos (L - L') \cos \mu L}. \quad (18)$$

Die beiden Gezeitenbewegungen verlaufen somit in gleicher Phase wie im Ozean. Wird

$$\mu L' = \pi/2 - \varepsilon \quad (\varepsilon \leq 0) \quad \text{und} \quad \mu L = \pi/2 - \varepsilon - \mu l,$$

dann ergeben sich für

$$\zeta_{L'} = \frac{\zeta_0 \cos \mu l}{\varepsilon}; \quad \zeta_L = \frac{\zeta_0}{\varepsilon + \mu l}$$

und da der Wert für μl nur kleinere Größen annimmt, wird nach Vereinfachung

$$\zeta_L = \zeta_{L'} \frac{1}{1 + \mu l / \varepsilon}. \quad (19)$$

Dieses Ergebnis sagt aus: Durch geschickte Lage eines Gezeitenkraftwerkes mit Absperrraum ist es möglich, für das Küstenmeer die Voraussetzungen für eine Resonanz so zu verbessern, daß für eine Tide am Krafthaus eine größere Hubhöhe wirksam wird. Im Gegensatz dazu kann bei ungünstiger Wahl auch eine geringere Gezeitenamplitude sich einstellen. Vergrößerung oder auch Verringerung der nutzbaren Fallhöhe bis zu 10 % ist bei Berücksichtigung des Phänomens der Resonanz möglich.

3. Die rechnerischen Grundlagen für ein Gezeitenkraftwerk.

Wird die Höhe des Meeresswasserspiegels in Abhängigkeit von der Zeit mit $h(t)$ und die des Beckens mit $z(t)$ bezeichnet, dann beträgt die Fallhöhe am Krafthaus

$$H_K = z - h \quad (20)$$

für den einfach Fall der Entleerung mit Fließrichtung vom Becken zum Meer, also bei $z > h$. Für eine Beckenfläche $S(z)$ ergibt sich bei zwei Wasserständen im Becken z_1 und z_2 ein Volumen von

$$V = \int_{z_1}^{z_2} S(z) dz \quad (21)$$

und als Gesamtabfluß

$$Q = -S(z) dz/dt. \quad (22)$$

Bei einer Betriebswassermenge q je Einheit und n Turbinen geht Gl. (22) über in

$$n q = -S(z) dz/dt, \quad (23)$$

und es beträgt die Gesamtleistung

$$P = n N(q, H_K), \quad (24a)$$

und für die einzelne Turbine

$$N(q, H_K) = n \cdot q \cdot H_K. \quad (24b)$$

Fließt durch die Wehrverschlüsse die Wassermenge V aus dem Becken ab, dann gilt

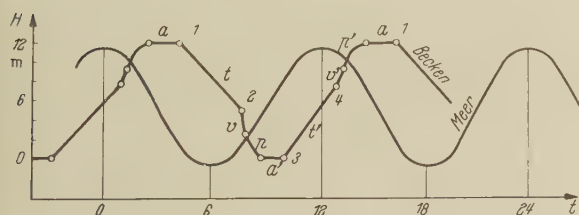
$$Q = n q + V. \quad (25)$$

Damit sind vier Gleichungen zur Bestimmung von z , Q , N , q , V , n , P gegeben. Weiterhin kann als bekannt vorausgesetzt werden: Wasserfläche des Beckens $S(z)$, Tideverlauf $h(t)$, Turbinenleistung $N(q, H_K)$. Wird die Energieeinheit, also 1 kWh zeitlich verschieden bewertet und mit $p(t)$ der Einheitspreis bezeichnet, dann ist als Erlös für ein Zeitintervall t_1 t_2 zu erwarten

$$U = \int_{t_1}^{t_2} n N(q, H_K) p(t) dt. \quad (26)$$

Zur Vereinfachung wird der Einheitspreis einer kWh dem Geldeinheitswert gleichgesetzt. Damit geht die Beziehung (26) über in

$$E = \int_{t_1}^{t_2} n N(q, H_K) dt. \quad (26')$$



Richtung Becken → Meer	Richtung Meer → Becken

Abb. 2. Becken- und Meeresspiegel bei einer in beiden Richtungen arbeitenden Einbeckenanlage.

Ferner soll einleitend angenommen werden, daß Leerschüsse nicht vorhanden sind, also $V = 0$ und $Q = n q$, und daß die Zahl der Maschineneinheiten mit $n = \text{const}$ festgelegt ist. Drei Ausgangsgleichungen stehen damit zur Lösung der Funktionen der vier Unbekannten z , H_K , q und E zur Verfügung:

$$H_K = z - h, \quad (20)$$

$$n q = -S(z) dz/dt, \quad (23)$$

$$E = \int_{t_1}^{t_2} n N(q, H_K) dt. \quad (26')$$

Für diese drei Ausgangsgleichungen sind solche Lösungen zu suchen, die ein Optimum an Energieerzeugung

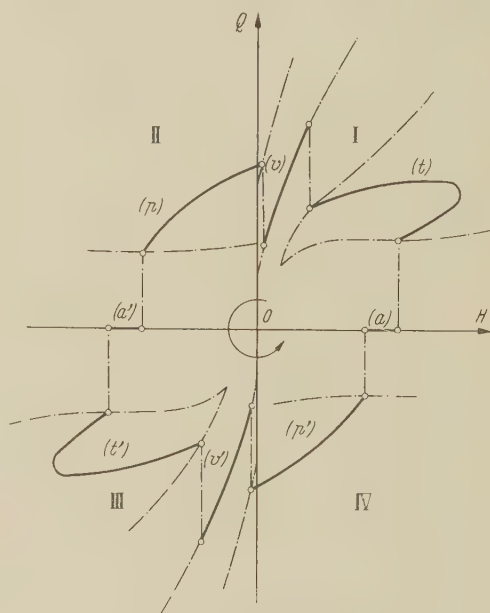


Abb. 3. Betriebszyklus einer Einbeckenanlage im H - Q -Koordinatensystem.

sichern. Nach Bestimmung der Grenzwerte sind die obigen Gleichungen lösbar. Die hierfür erforderlichen Entwicklungen, Ableitungen und Lösungswege anzuführen, ist einem anderen Aufsatz vorbehalten.

4. Arten der Gezeitenkraftwerke.

Von den verschiedenen Beckensystemen, wie Einbeckenanlage in einer und in beiden Richtungen arbeitend, Einbeckenanlage mit Hilfsbecken, Zweibeckenanlage mit zusammen oder getrennt arbeitenden Becken, Dreibecken mit Zwischenkammer, Dreibeckenanlage Defour und noch weitere Systeme, stellt nach Entwicklung der Doppelrad-Turbinenpumpe die in beiden Richtungen arbeitende Einbeckenanlage eine wirtschaftlich günstige Lösung dar. Ein Becken entsprechender Größe, vom Meer abgetrennt, hat Zu- und Abfluß nur durch das Krafthaus. Die bisher bei anderen Systemen erforderlichen zusätzlichen Wehrverschlüsse oder Zwischendämme entfallen, der Betrieb und der Bau vereinfachen sich erheblich.

Ist das Hochwasser gekentert und steht in dem Becken der Wasserspiegel über Meereshöhe (Abb. 2, Zustand a), dann werden bei entsprechender Fallhöhe (Punkt 1) die Turbinen eingeschaltet und arbeiten das Becken (Zustand t) bis zu einer Mindestfallhöhe (Punkt 2) ab. Durch Verstellung der Leit- und Laufschaufeln wirkt die Turbine als Leerschluß (Zustand v), das Becken entleert sich weiter, und anschließend arbeitet die Turbine als Pumpe, es sinkt der Beckenspiegel tiefer als der Meeresspiegel (Zustand p). Nach einer Wartezeit (Zustand a) werden die Turbinen, da sich inzwischen die Fließrichtung gekehrt und die Flut wieder eingesetzt hat, von der Meerseite beaufschlagt (Zustand t') und nutzen die Fallhöhe bis zum Punkt 4. Nach Leerschluß (v') und anschließendem

Pumpbetrieb (p') wiederholt sich nach einer Wartezeit (a) das gleiche Arbeitsspiel. Der Betriebszyklus einer Einbeckenanlage im H - Q -Koordinatensystem (Abb. 3) gibt einen guten Überblick über die wechselnden Fallhöhen und Betriebswassermengen während einer Arbeitsperiode.

5. Leistungsausgleich.

Die periodischen Schwankungen des Meeresspiegels bedingen bei einer Einbeckenanlage mit Doppelrad-Turbinenpumpen für ein Gezeitenintervall zwei Zeitabschnitte, in denen Energie nicht erzeugt wird (Abb. 2 und 3). Die verschiedenen Möglichkeiten des Leistungsausgleiches, wie Anlagen mit mehreren Becken oder Rückhaltebecken, Zusammenarbeit mehrerer Gezeitenkraftwerke mit zeitlich verschobenen Hochwasserzeiten, pneumatische, thermische

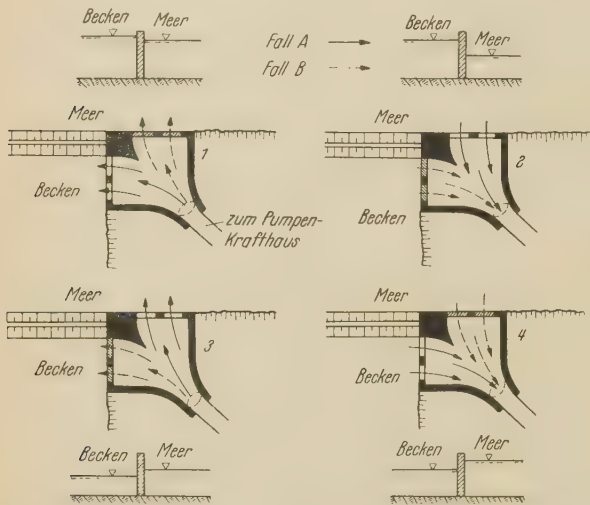


Abb. 4. Steuerung der Wasserentnahme und Rückgabe durch das Pumpspeicherwerk.

oder elektrische Speicherung, seien der Vollständigkeit halber erwähnt, werden aber im allgemeinen nicht zur Anwendung gelangen.

Ist das Kraftwerk einem gemeinsamen Netz (Verbundbetrieb) angeschlossen, dann deckt es als Laufwerk einen Teil der Grundbelastung. Da Ebbe und Flut Ereignisse astronomischer Ursache sind, kann ihr Ablauf und damit auch die verfügbare Leistung des Gezeitenkraftwerkes mit großer Genauigkeit auf Jahre vorausgerechnet werden, und es bedarf nur der Ermittlung eines Schaltplanes und einer zentralen Steuerung, um das Gezeitenkraftwerk organisch in ein Verbundnetz einzugliedern.

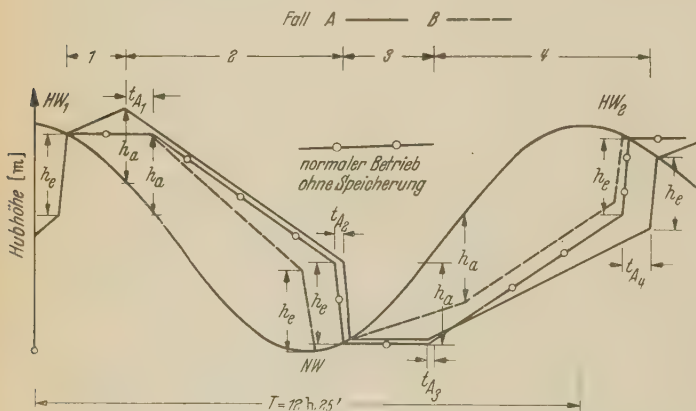


Abb. 5. Meeres- und Beckenspiegel bei verschiedener Steuerung durch das Pumpspeicherwerk.

Oftmals bietet eine Steilküste die Möglichkeit, dem Gezeitenkraftwerk ein Pumpspeicherwerk zuzuordnen und damit innerhalb der Werksgruppe selbst einen Leistungsausgleich zu schaffen. Durch sinngemäße Steuerung der

Wasserentnahme oder Rückgabe durch das Pumpspeicherwerk (Abb. 4) kann entweder die Leistung des Kraftwerkes oder die der Speicheranlage verbessert werden, je

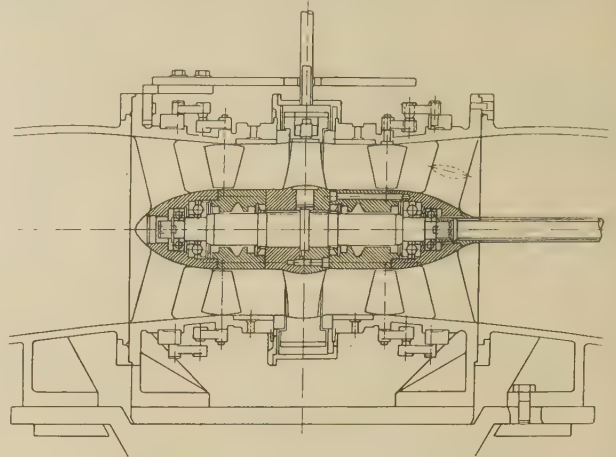


Abb. 6. Rohrturbine für zwei Fließrichtungen.

nachdem die Betriebsperiode der einen oder der anderen Anlage in die Hauptlastzeit des Netzes fällt (Abb. 5).

6. Bauliche Besonderheiten.

a) Turbinen.

Die an die Turbinen eines Gezeitenkraftwerkes zu stellenden Anforderungen unterscheiden sich in einigen Punkten sehr wesentlich von denen einer Binnenwasserkraftanlage. Somit können die dort verwendeten Typen nicht ohne weiteres übernommen werden. Für die Anordnung der Turbinenwelle gibt es zwei Möglichkeiten, einmal die liegende, waagrechte Lage, die zur Rohrturbine führt, und zum anderen die stehende, lotrechte Stellung der Vertikalturbine.

Die Rohrturbine besitzt den Vorteil eines günstigen Wasserzu- und -abflusses, wodurch sich aufwandsmäßig und strömungstechnisch Vorteile ergeben. Die Zwischenentwicklungen übergehend, will ich mich nur auf die neuesten Typen beschränken. Die von der Firma Escher-Wyss (Zürich) entworfene und im Modell untersuchte Turbine (Abb. 6) arbeitet in beiden Fließrichtungen. Zwei

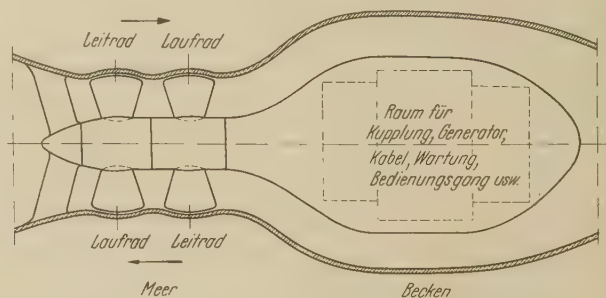


Abb. 7. Skizze der Doppelrad-Turbinenpumpe.

drehbare Leiträder regulieren die Beaufschlagung des mittleren Laufrades, welches bei entsprechender Laufschaukelstellung auch pumpen kann. Eine andere Lösung von der Maschinenfabrik Maier (Brackwede) bringt eine regulierbare Doppelrad-Turbinenpumpe, die ebenfalls in beiden Richtungen beaufschlagbar und für Turbinen- und Pumpenbetrieb vorgesehen ist (Abb. 7). Ein zylindrisches Rohr mit einseitiger Beulung, deren Form im Windkanal erprobt ist, nimmt die Turbinenpumpe mit hydraulisch gekuppeltem Generator auf. Je nach Arbeitsrichtung wirkt das vordere oder das hintere als Leit- oder als Laufrad. Jedes der beiden Räder kann unabhängig vom anderen festgestellt oder entblockt werden, die Leit- und Laufschaukeln sind verstell- und verschwenkbar, Sperrung des Durchflusses bei entsprechender Schaukelstellung ist mög-

lich. Schwierig die Formgebung der Schaufeln, deren Vorderfläche zwar wie bei normalem Turbinenbetrieb angeströmt wird, bei Pumpenbetrieb wirkt dagegen ihre Rückfläche. Anfängliche Ablösungserscheinungen am Leitrad und Kavitation am Laufrad sind durch Verbesserungen an der Modellturbine so gut wie behoben worden.

Für die Vertikalturbine sind die Verhältnisse komplizierter. Wird eine Kaplanturbine wechselseitig von zwei Richtungen beaufschlagt, so scheidet als Turbineneinlauf die Halbspirale, die sonst bei Niederdruckanlagen

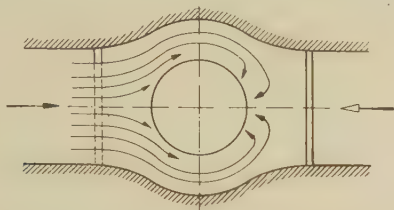


Abb. 8. Einlaufkessel für eine von zwei Seiten beaufschlagte Kaplanturbine.

am meisten verwendet wird, infolge ihrer unsymmetrischen Form aus. Auch bei symmetrischem Einlauf in Herzblattform würden die Strömungsverhältnisse nicht wesentlich verbessert werden. Wird ein Einlaufkessel gewählt, so hat dieser den Vorteil der einfachen Wasserzuführung zum Leitrad, symmetrisch für beide Einstromrichtungen. Werden die Strömungsgeschwindigkeiten entsprechend klein gehalten, dann bleiben die Verluste auch in vertretbaren Grenzen. Bautechnisch sind seine Vorteile jedenfalls nicht zu übersehen (Abb. 8).

b) Krafthaus.

a. Grundsätzliches. Die Frage der Gründung wird eine wichtige Rolle spielen. Welchem der möglichen Gründungsverfahren der Vorzug gegeben wird, kann nur von Fall zu Fall in Abhängigkeit der örtlichen Verhältnisse entschieden werden. Liegt das Kraftwerk vor der Küste oder in einer Bucht, die von Sturmfluten noch durch-

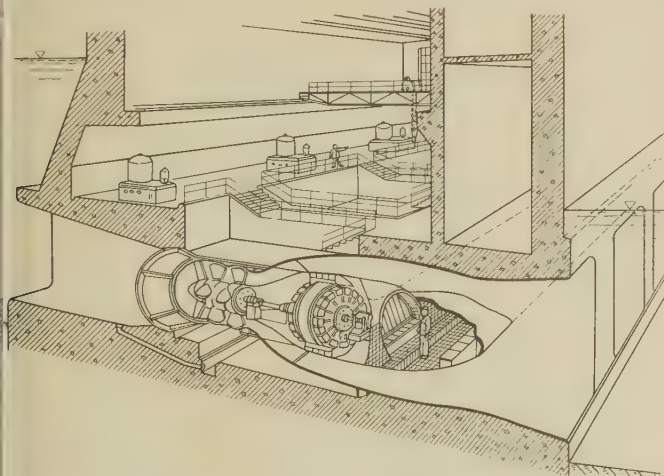


Abb. 9. Perspektivische Darstellung eines Gezeitenkraftwerkes mit Doppelrad-Turbinenpumpe.

laufen wird, so muß das Kraftwerk auch diesen Naturgewalten trotzen können, es müssen somit alle tragfähigen Bauteile für diesen Katastrophenfall vorgesehen und damit für den Regelbetrieb weit überdimensioniert werden.

β. Verwendung von Rohrturbinen. Ein Gezeitenkraftwerk mit Rohrturbine wird im allgemeinen flacher gegründet werden können als eine Anlage mit Vertikalturbine und tief gehendem Saugschlauch. Perspektivisch dargestellt würde ein Kraftwerk, ausgerüstet mit Doppelrad-Turbinenpumpen (Maier), in den wesentlichen Merkmalen der Abb. 9 entsprechen. Der Turbinenein- und -auslauf,

horizontal geführt, stellt hydraulisch eine sehr günstige Lösung dar. Je nach Wasserstand fließt vom Meer zum Becken oder in umgekehrter Richtung das Betriebswasser. Somit müssen die beckenseitigen Krafthauswände auch für

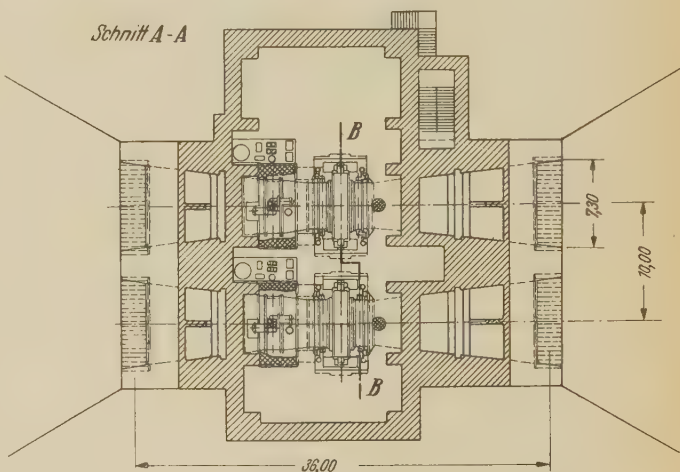
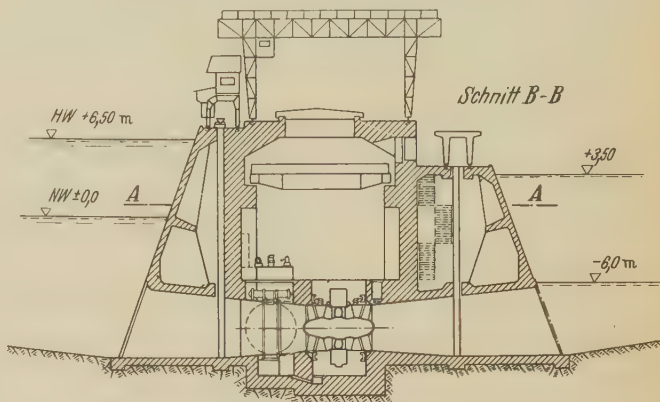


Abb. 10. Gezeitenkraftwerk mit Rohrturbinen, ein Laufrad, zwei Leiträder.

den höchsten Wasserstand berechnet und bewehrt werden. Der Generator, durch tropfenförmigen Behälter ummantelt, ist durch einen längs des Krafthauses durchgehenden Bedienungsgang erreichbar, in dem auch Lüftung und Kabel geführt werden. Die Innenhalle im Krafthaus wirkt gegenüber dem sonstigen Bild einer Wasserkraftanlage

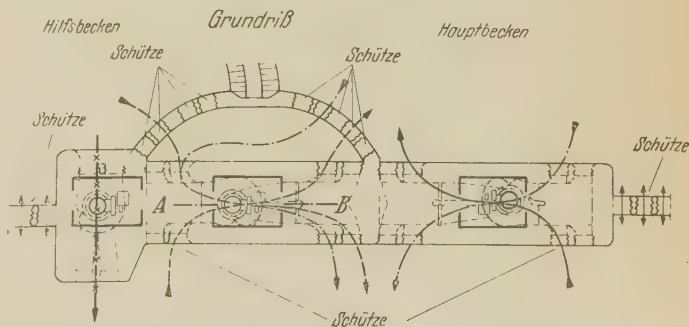
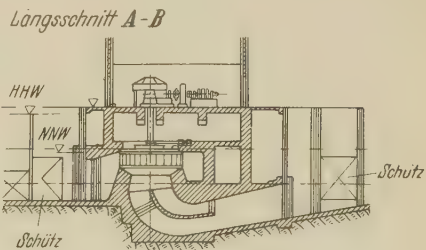


Abb. 11. Gezeitenkraftwerk mit verschwenkten Saugschläuchen.

leer, da die Maschinenteile unter Flur liegen. Ein Kran für Ausbau zur Reparatur von Turbinenteilen vervollständigt die Einrichtung.

Für eine Rohrturbine mit zwei Leiträdern und einem Laufrad (Voith) sind beim Krafthaus einige Vereinfachungen möglich. Die Breitenabmessung von Einlauf- bis Auslaufmund ist kleiner, da der Generator das Laufrad umschließt (Abb. 10).

γ. Verwendung von Vertikalturbinen. Arbeitet das Kraftwerk nur in einer Fließrichtung, dann unterscheidet es sich nur unwesentlich von der üblichen Bauform einer binnenländischen Niederdruckanlage. Soll dagegen Betrieb

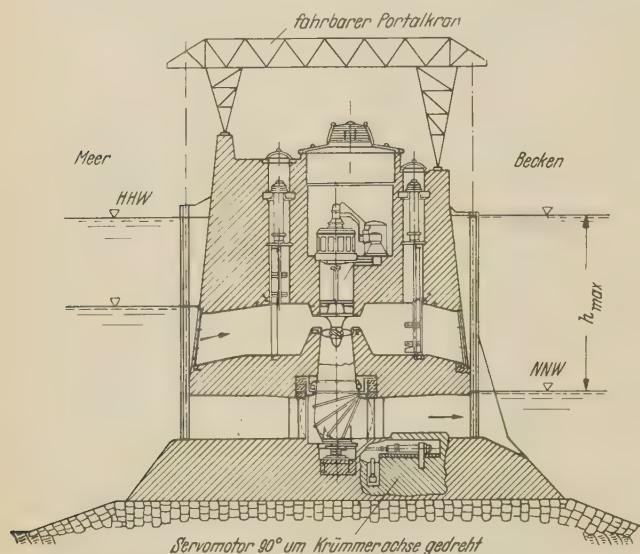


Abb. 12. Krafthaus mit drehbarem Diffusorkrümmern von zwei Richtungen beaufschlagbar.

in zwei Richtungen ermöglicht werden, so kann dieser Forderung einmal durch Verschwenken der Einläufe und Saugschläuche zur Fließrichtung entsprochen werden (Abb. 11). Aber auch durch Anordnung eines drehbaren Diffusorkrümmers, der zugleich zwei Absperrschieber ersetzt, werden für Betrieb in beiden Richtungen günstige Strömungsverhältnisse geschaffen (Abb. 12).

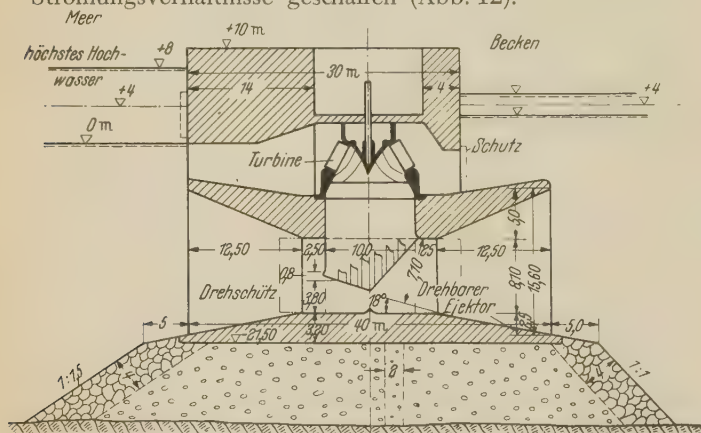


Abb. 13. Schnitt durch ein Kraftwerk mit Ejektor-Turbine.

Wasser steht in reicher Fülle zur Verfügung, so daß es möglich ist, eine Teilwassermenge durch besondere Kanäle unterhalb (Abb. 13) oder über die Turbine abzuleiten. Es wird auf diese Weise ein dynamisches Sauggefälle erzeugt, wodurch gewöhnliche Turbinen als Ejektor-Turbinen bei entsprechender Leistungssteigerung wirken.

c) Absperrdamm.

Wird der Damm in Schüttbauweise erstellt, so scheint ein in Amerika mit Erfolg bei Bauten im St. Lawrence-Strom angewendetes Verfahren brauchbar. Von Schuten

oder Drahtseilbahnen wird das Dammaterial abgekippt. Da nun durch die Schüttung der Durchflußquerschnitt langsam eingeengt wird, vergrößert sich die Strömungsgeschwindigkeit des über den Dammkörper in die Bucht ein- und wieder herausfließenden Wassers (Abb. 14). Diesen je nach Überströmtiefe wechselnden Fließgeschwindigkeiten wird die Körnung des Schüttmaterials angepaßt (Abb. 15).

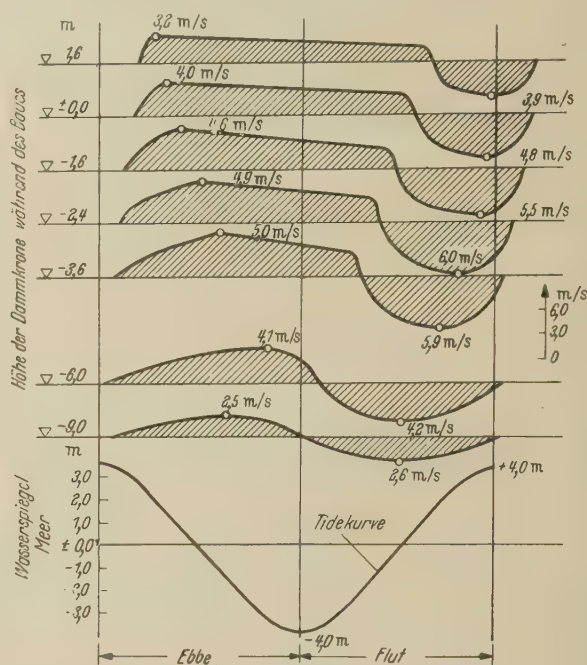


Abb. 14. Fließgeschwindigkeiten über einen Schüttdamm während des Bauvorganges in Abhängigkeit von der Überströmtiefe.

Eine weitere Möglichkeit besteht im Absenken fertiger Bauteile, die vorher an Land hergestellt und eingeschwommen werden (Abb. 16). Zur Seeseite sichert eine Spundwand mit darüberliegender Steinpackung den Damm gegen Unterspülungen.

d) Verladung.

Die Gezeitenwelle trägt Sinkstoffe heran, die im Becker bei Beruhigung des Wassers sich absetzen. Zwar fließt beim umgekehrten Arbeitsrhythmus das Seewasser aus der Becken wieder ab, aber es reicht die Fließgeschwindigkeit nicht aus, die abgelagerten Sinkstoffe wieder abzubauen. Die Folge ist eine stetige Auflandung des Beckens, der nur durch Baggerung begegnet werden kann. Liegt das Gezeitenkraftwerk an einer Flußmündung, so werden die Verhältnisse möglicherweise noch schwieriger, da bei Geschiebeführung des Flusses das erodierte Material ebenfalls im Becken zur Ruhe kommt.

e) Schifffahrt.

Liegt das Gezeitenkraftwerk an einer Flußmündung und sperrt der Beckendamm der Schifffahrt den Zugang, so sind, den gegebenen Verhältnissen angepaßt, Seeschleusen entsprechender Breite und Länge vorzusehen, die zweckmäßigerweise mit Schiebetoren ausgerüstet werden. Die

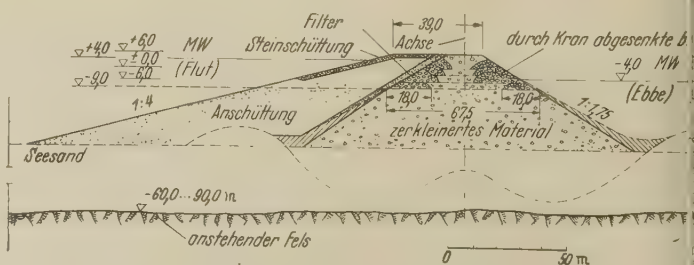


Abb. 15. Querschnitt durch einen bei Ebbe und Flut in der Strömung zu schüttenden Damm.

Name	Lage	Flutbereich [m]	Zahl der Becken	Bauart		Zahl der Turbinen	Kraftwerk Inst. Leistung [MW]	Jahres- erzeugung [10 ⁶ kWh]
				arbeitet bei	Ausgleich durch			
San José	Argentinien	3,5 bis 7,8	1	Ebbe, Flut	—	376	2000	10 000
Severn	Großbritannien	6,8 bis 14,5	1	Ebbe	Grid	32	800	2 365
Chausey	Frankreich	3,6 bis 12,6	2	Ebbe	—	—	3000	15 000
Petitcodiac und Memramcook-Bay	Kanada	6,4 bis 16,0	2	Ebbe	Dampfkraftwerk	30	216	1 600
Passamaquoddy	USA	3,4 bis 7,9	1	Ebbe	—	10	125	340
			2	Ebbe	—	10	110	625
			2	Ebbe	Pumpspeicherung	10	110	578
Rance	Frankreich	3,3 bis 11,5	1	Ebbe	Dampf- und Wasserkraftwerke	18	360	700

Die Häupter wechselseitig als Ober- und als Unterhaupt arbeiten, müssen die Tore als doppelt kehrender Verschuß, der beiderseits Wasserüberdruck aufnehmen kann, ausgebildet werden und gleichzeitig die Füllung oder Entleerung der Kammer steuern.

Die Entscheidung über die Arbeitsweise eines einfach oder doppelt wirkenden Gezeitenkraftwerkes wird dann

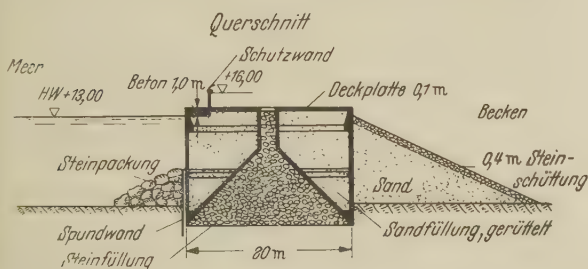
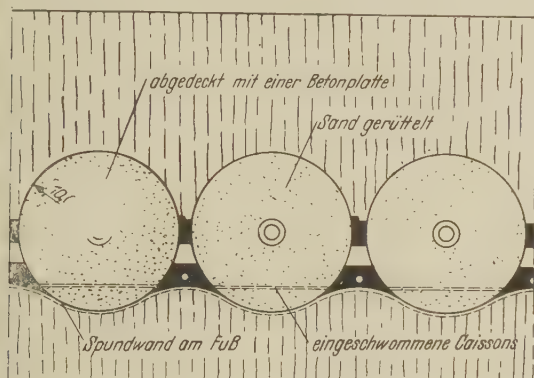


Abb. 16. Querschnitt und Grundriß eines Absperrrdammes aus kreisrunden Senkkästen.

nicht nur durch die energiewirtschaftlichen Belange bestimmt, sondern auch durch die Interessen der Schifffahrt stark beeinflusst. Es ist möglich, daß bei ungünstigem Arbeitszyklus der Gezeitenkraftanlage die Wasserspiegelschwankungen der Tide verstärkt in einem kürzeren Zeitintervall sich auswirken und damit die Schifffahrt infolge des großen wechselnden Wasserspiegelgefälles im Becken und unteren Flußlauf sehr erschwert, wenn nicht gar ganz unterbunden wird.

7. Geplante Projekte.

Da die anfallende Energiemenge sehr stark durch Größe des Tidenhubes und der Beckenfläche beeinflusst wird, sind Gezeitenkraftwerke nur für solche Küstengegenden lohnend, die durch die Natur einmal für die Schaffung weitflächiger Becken besonders begünstigt sind und zum anderen große Tidenhübe aufweisen. Die Lage-

pläne von sieben projektierten Anlagen geben einen Anhalt für die notwendigen günstigen terrestrischen Voraussetzungen (Abb. 17), die nachfolgende Übersicht enthält kennzeichnende Daten.

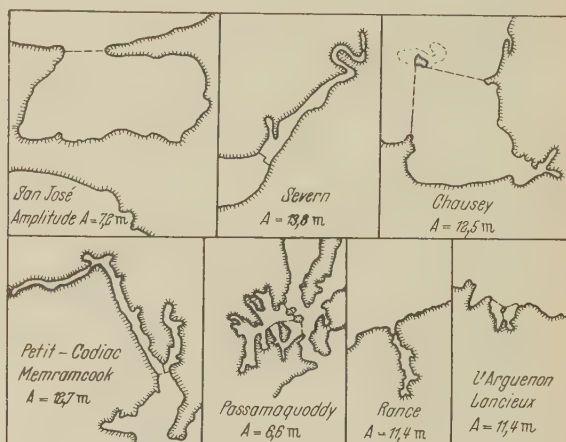


Abb. 17. Lagepläne zum Vergleich einiger geplanter Gezeitenkraftwerke (gleicher Zwischenmaßstab).

Die Abb. 2, 3 und 9 wurden von der Maschinenfabrik Maier-Brackwede, zur Verfügung gestellt.

Literatur:

1. Horsnail: The Engineer (1909), S. 214.
2. Pein: Ebbe und Flut, die Kraftquelle der Zukunft. Hamburg 1913.
3. Amet: Revue Gén. de l'Electricité. Paris (1920), S. 489.
4. Boisner: Utilisation de l'Energie des Marées. Paris 1921.
5. Fichot: Les marées et leur utilisation industrielle. Paris 1923.
6. Utilizacion des las Mareas des las Costas Patagonicas. Buenos Aires 1929.
7. Stürzenacker: VDI. (1929), Sonderheft.
8. Defour: Revue Gén. Electricité (1934), S. 267/86.
9. Defour: Revue Gén. Electricité (1938), S. 463/73.
10. Vaughan-Lee: Report on the Severn Barrage Scheme. London 1945.
11. Mayne: Proc. Electrical Eng. 98 (1951), S. 384/86.
12. Ailleret: Union des Exploitations Electriques en Belgique, Nov. 1952.
13. Vantroys: Electricité (1953), Sonderdruck.
14. De Latil: Science et Vie, März 1953, S. 64/69.
15. Voyer: Electricité (1953), S. 63/66.
16. Gibrat: Soc. francaise Electr., Paris (1953), Bulletin.
17. Hamada: Transportation Techn. Research Inst., Japan. Proc., Minnesota Intern. Hydraulics Convention, Sept. 1953.
18. Faure: La Houille Blanche (1953), S. 747/53.
19. Wickert: Probleme der Gezeitenkraftausnutzung. VDI-Forschungsheft 446 (1954).

Kurze Technische Berichte.

Versuchsstrecke einer vorgespannten Betonstraße in Frankreich.

Die Verwendung von Beton im Straßenbau hat sich schon lange ein festes Anwendungsgebiet gesichert, obgleich hierbei der Beton außer auf Verschleißfestigkeit auch stark auf Biegung beansprucht wird, gegen die er, gemessen an seiner Druckfestigkeit, bekanntlich nur in geringem Maße widerstandsfähig ist. Auch bei Anordnung einer schlaffen Bewehrung auf der Unterseite bedeutet eine Belastung, die zur Ribbildung führt, sei es aus übermäßiger Verkehrslast oder wegen örtlichen Versagens des Untergrundes, einen bleibenden Schaden.

Dieser Schwäche des Betons wird nun am wirksamsten durch die Vorspannung, die in der Überlagerung eines dauernden Druckspannungszustandes besteht, begegnet. Die Platte wird dann von den unausbleiblichen Zugspannungen aus Schwind- und Temperaturspannungen freigehalten und eine Ribbildung unter übermäßiger Verkehrslast oder anderen ungünstigen Beanspruchungen besitzt dann nur vorübergehende Bedeutung, da die Risse mit der Belastung wieder verschwinden.

Dieser charakteristische Vorteil des Spannbetons, der bei einer Straße wegen des Vorherrschens der Momente aus Verkehrslast eine besondere Rolle spielt, ist in Frankreich bereits in den Jahren 1945/46 im Straßenbau versuchsweise dienstbar gemacht worden. Zunächst wurden 1945 bei Luzancy in den neugeschütteten Zufahrtsrampen für die dortige bekannte Spannbetonbrücke über die Marne zwei derartige Platten von 20 und 25 m Länge und 6 m Breite für eine Staatsstraße ausgeführt. Sie erhielten in der Mitte eine Stärke von 20 cm, die nach den Rändern auf 16 cm abnimmt, und wurden mit 16 bis 21 kg/cm² in zwei Richtungen durch ein rechtwinkliges, diagonal verlaufendes Netz aus Bündeln von je 10 Drähten ϕ 5 mm aus hochwertigem Stahl mit einer Maschenweite von 50 cm bewehrt. Diese Platten haben sich trotz der schlechten Untergrundverhältnisse bewährt, so daß im Jahre 1949 wiederum auf den Rampen der Marnebrücke Esbly zwei weitere Platten von rund 50 m Länge mit 12 cm Stärke ausgeführt wurden. Die Breite zwischen den vorfabrizierten Bordsteinen, in welche die Ankerkörper eingelassen sind, beträgt 5,80 m bei einer Straßenbreite von 6,0 m. Die Platte liegt auf einer Magerbetonschicht von 5 bis 8 cm Stärke, und ist von dieser durch eine Bitumenschicht getrennt, um das Gleiten zu ermöglichen. Diese Platte ist wiederum durch ein rechtwinkliges Netz aus Bündeln, Bauart Freyssinet, mit einer Maschenweite von 1,0 m vorgespannt, wodurch sie eine allseitige Druckspannung von 16 kg/m² erhält (Abb. 1). Auch diese Platte hat sich bis auf einige kleine vor-

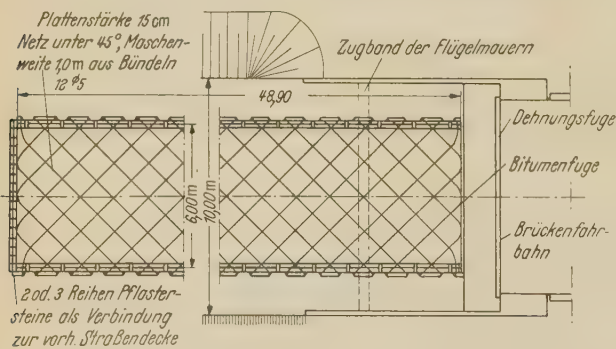


Abb. 1. Vorgespannte Platte bei der Marne-Brücke Esbly, Grundriß.

übergehende Oberflächenrisse bei starker Kälte einwandfrei gehalten, obgleich sie sich im ganzen um einige Millimeter, noch dazu ungleichmäßig, gesetzt hat. Die Längenänderungen der Platte werden laufend gegen Festpunkte beobachtet und betragen trotz einer Schwankung der Außentemperatur zwischen -2 und $+30^\circ$ nicht mehr als 10 mm, was etwa 0,2‰ entspricht.

Aus diesem Verhalten der Platte bei Esbly wurde gefolgert, daß man eine Platte so lang herstellen kann wie man will, wenn man diese an den Enden festhält und dadurch wechselnde Druckspannungen entsprechend den äußeren Umständen in Höhe von 0 bis 40 kg/cm² in Kauf nimmt, die sich der Vorspannung überlagern ($E = 200\,000$ kg/cm² angenommen). Auf diese Weise könnte man die lästigen Fugen der Platte gänzlich vermeiden.

Die Vorspannung derartiger Platten könnte man dadurch bewirken, daß man diese an einigen Fugen durch Druckwasserpressen auseinanderdrückt und dann die Fugen vermörtelt.

Die französische Verwaltung beschloß, einen derartigen Versuch in möglichst großem Maßstab anzustellen, wobei eine Platte mit 16 cm Stärke und 7 m Breite in Aussicht genommen wurde, die selbst bei ungünstigsten Klimaverhältnissen noch mindestens eine Längsvorspannung von 15 kg/cm² besitzt. Es ist klar, daß diese Art der Vorspannung billiger als diejenige mit stählernen Spanngliedern wird, und zwar ist die Verbilligung um so größer, in je größeren Entfernungen die Widerlager angeordnet werden.

Allerdings war man sich von vornherein darüber klar, daß eine vorgespannte Decke nicht zum gleichen Preis wie eine normale Betonstraße hergestellt werden kann und daß diese Mehrkosten, denen eine höhere Qualität entspricht, nur bei sehr starkem Verkehr und schlechten Untergrundverhältnissen gerechtfertigt sind.

Als Versuchsstrecke wurde die Staatsstraße Nr. 83 zwischen den Dörfern Bourg-en-Bresse und Servas gewählt. Der Untergrund besteht dort aus einer glazialen Schlammlagerung sehr feiner Körnung, auf der eine Schotterstraße von 20 bis 30 cm Stärke liegt. Die Fröste in den Jahren 1940 und 1944 haben in Verbindung mit langen Regenfällen an dieser Decke bedeutende Schäden verursacht. Außerdem mußte diese Decke von 5,2 auf 7,0 m verbreitert und das Längsprofil abgeflacht werden, indem ein Abschnitt der Straße um etwa 25 cm aufgefüllt und ein Buckel samt der alten Straßendecke entfernt wurde. Die

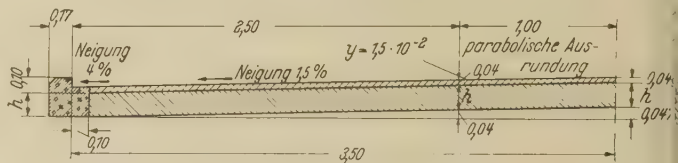


Abb. 2. Querprofil der Straße.

neue Decke liegt mithin auf sehr wechselndem und schlechten Untergrund mit völlig verschiedener Beschaffenheit.

Man beabsichtigte zunächst die Versuchsstrecke 1 km lang zu machen, mußte sie aber aus finanziellen Gründen auf 300 m beschränken. (Leider erhielt die Decke eine bituminöse Deckschicht von 4 cm Dicke, um die Oberflächenbeschaffenheit gegenüber den anschließenden Strecken nicht zu unterbrechen, was weitere Beobachtungen erschwert.)

Das Querprofil der Platte zeigt Abb. 2. In den vorfabrizierten Bordsteinen sind die Ankerkörper für die Bündel zur Quervorspannung der Platte einbetoniert, wodurch es möglich wurde die Vorspannung bereits in einem Zustand geringer Verfestigung des Betons aufzubringen und damit Zeit zu sparen. Diese Fertigteile dienten ferner als Seitenschalung für die Platte und dank sorgfältiger Einnivellierung zur Festlegung des Längsprofils.

Bei der Bemessung der anfänglichen Längsvorspannung waren das Schwinden, das mit 0,4‰ angenommen wurde, und das Kriechen zu berücksichtigen. Das Schwindmaß braucht nur etwa mit der Hälfte berücksichtigt zu werden, da bis zum Aufbringen der Vorspannung die erste Hälfte bereits eingetreten war. Von dem Kriechmaß wurde angenommen, daß die gesamte Verkürzung des Betons dreimal so groß wie die elastische Verkürzung allein ist, so daß eine anfängliche Pressung bei konstanter Länge auf etwa $\frac{1}{3}$ zurückgeht.

Schließlich war auch noch ein weiterer Verlust an Vorspannung durch die Reibung der Platte auf dem Untergrund zu berücksichtigen. Um diesen klein zu halten, ordnete man in Abständen von 60 m vorübergehende Fugen an, wodurch der Spannungsabfall vom Blockende bis zur Mitte unter Zugrundelegung einer Reibungszahl von $\mu = 1$ auf 7,2 kg/cm² zu Beginn beschränkt wird. Auch dieser Verlust wird durch das Kriechen auf etwa $\frac{1}{3}$ abgebaut.

Man hielt es für nötig, die Platte auch in Querrichtung vorzuspannen. Hierzu wurden Bündel System Freyssinet eingelegt und eine Quervorspannung von mindestens 10 kg/cm² erzeugt. Sämtliche Probleme der Straßendecke wurden eingehend mit Herrn Freyssinet durchgesprochen.

Die Voraussetzung für die beabsichtigte Wirkungsweise der Straße ist eine sichere Festhaltung an den Enden. Wenn man eine Anfangsspannung von 80 kg/cm² aufgebracht hätte, um in Plattenmitte eine bleibende Druckspannung von 20 kg/cm² zu erhalten, müßten die Widerlager etwa 700 t aufnehmen. Dazu besteht im wirtschaftlichen Rahmen kaum eine Möglichkeit, da ja eine vorgespannte Decke meist nur bei schlechtem Untergrund ausgeführt werden kann. Man entschloß sich daher, mit der Anfangsspannung des Betons auf etwa 37 kg/cm² herunterzugehen und diese dann durch erneutes Betätigen der in der

Bei der Ausführung der Platte wurde der Untergrund der Verbreiterung neben der alten Decke mit einer Schaffußwalze möglichst gut verdichtet und die gesamte alte Straße leicht aufgerissen und eine Schicht von 0 bis 20 cm Kies, Körnung 0 bis

		Fuge 1	Fuge 2	Fuge 3	Fuge 4	Fuge 5	
1. Stufe	37	44	59	76	59	44	37
Ende	22	29	44	61	44	29	22
2. Stufe	37	44	59	61	59	44	37
Ende	22	29	44	46	44	29	22
3. Stufe	37	44	46	46	46	44	37
Ende	22	29	31	31	31	29	22
4. Stufe	32	39	32	31	32	39	32
	22	29	22	21	22	29	22

Breite über alles: 7,34 m

18 Bündel 12^o 5 alle 360 m

40

40

400

40

A

4

100

57

12

Punkt A

5^o 25 / m

5^o 12 / m

7^o 12, L = 7,30 m

18 Bündel 12^o 5, alle 360 m

1 Bündel 12^o 5

220

57

Anschließend wurden die Querbündel aus je 12 Drähten ϕ 5 mm in Blechhüllen verlegt. Der Stahl besaß eine Festigkeit von 160 bis 180 kg/mm² und eine Streckgrenze von 111 bis 134 kg/mm². Die Bündel wurden auf Betonklötzchen abgestützt.

50 30 80 20 340 m 30 50 70 20 10 43 105 47 43

Bruchlinien

feine, sich laufend mit der Belastung verbreiternde Risse

Presse

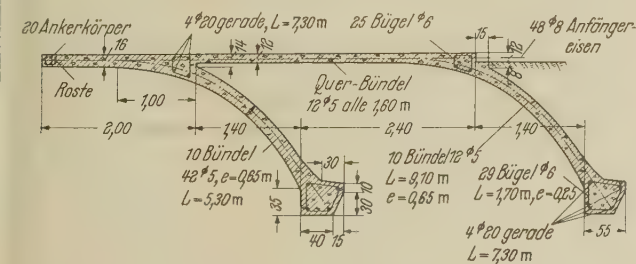
The drawing consists of two parts: a longitudinal section (Längsschnitt A-A) and a plan view (Grundriß von Abschnitt B-B).

Längsschnitt A-A: This view shows the profile of the bridge deck. The total width is 7,30 m. The deck is divided into three horizontal sections with heights of 1,92 m, 1,70 m, and 2,00 m. The bottom width is 2,10 m. The side slopes are indicated by angles of 25° and 20°. The bottom width is further divided into sections of 40, 30, and 40 units. The total height from the bottom to the top of the deck is 2,10 m.

Grundriß von Abschnitt B-B: This view shows the plan of the bridge section. The total width is 7,34 m. The section is divided into three horizontal sections with widths of 5,5 m, 2,10 m, and 2,10 m. The total width is 7,34 m.

auf Zug beanspruchte Platte eingetragen und durch die Reibungskräfte des Bodens infolge der Leibungsdrücke allmählich abgebaut. Bei einem Umlenkungswinkel von 90° und einem Reibungswinkel von 35° bleibt dann am Ende nur eine senkrechte Kraft in der Höhe von etwa $\frac{1}{3}$ des Horizontalschubes

Erst gegen Ende der Arbeiten wurden versuchsweise aufblähbare Gummischläuche „Ductube“ verwendet, wodurch sich die Blechhüllen ersparen ließen. Die Schläuche ließen sich anstandslos entfernen und die Bündel einschieben. Die Innenflächen der Betonkanäle fielen ziemlich rau aus; da die Bündel jedoch gerade geführt sind, spielte dieser Umstand keine wesentliche Rolle. Bei etwa der Hälfte der Platte wurden diese Bündel in 1,6 m Abstand verlegt, bei einer weiteren kurzen Strecke in 3,2 m Abstand. Einige weitere kürzere Abschnitte erhielten nur eine schlaife Bewehrung (Abb. 7).



A	1 Bündel alle 1,60 m	D	Ø 8 mit Haken alle 0,60 m
B	2 Bündel alle 1,60 m	E	Ø 16 mit Haken alle 1,60 m
C	Ø 8 mit Haken alle 1,0 m	F	1 Bündel alle 3,20 m

Die Fahrbahn wurde von einem Ende her betoniert und dem Kieselbeton 400 kg Zement/m³ beigegeben. Die Festigkeit nach 4 Tagen betrug bereits 300 bis 440 kg/cm², nach 9 Tagen 400 bis 500 kg/cm². Nach 10 Monaten wies man eine Festigkeit von 550 bis 650 kg/cm² nach. Der Beton wurde mit Innenrütteln verdichtet.

übrig, der durch das Gewicht der Erdmasse auf dem Widerlagerfuß das Gleichgewicht gehalten wird. Die Widerstandskraft eines derartigen Widerlagers nimmt natürlich mit der Tiefe zu. Da hierdurch jedoch auch die Kosten erheblich ansteigen hat man es vorgezogen, zwei derartige Widerlager hintereinander zu schalten (Abb. 4).

Das andere Widerlager besteht einfach in einer Verzahnung mit der alten Straßendecke (Abb. 5). Um sich ein Bild von deren Widerstandsfähigkeit zu verschaffen, stellte man einen Modell-

Nach dem Erhärten des Betons wurden die Querbündel mit $10,0 \text{ t/cm}^2$ angepannt, wodurch eine Betonpressung in Querrichtung der Platte von $13,0 \text{ kg/cm}^2$ erreicht wurde. Die Verlängerung der Bündel betrug $5,5 \text{ cm}$, der Keilschlupf 5 bis 6 mm. Die Drahtenden wurden auf etwa 20 cm zurückgeschnitten, umgebogen und einbetoniert.

Für die Längsvorspannung hatte man eine Gesamtverkürzung der 300 m langen Platte von 16 cm ermittelt, wozu schätzungsweise noch 2 cm für das Nachgeben der Widerlager kamen. Zur Erzeugung der Längskräfte wurden in den Fugen 1 bis 5 (Abb. 8) Kissenpressen Bauart Freyssinet eingebaut. Sie bestehen aus Blechkapseln von etwa 50 cm Länge und 12 cm Breite, die aus 2 Hälften bestehen, die miteinander verschweißt sind. Der Hub dieser Pressen beträgt nur etwa 2 cm, so daß

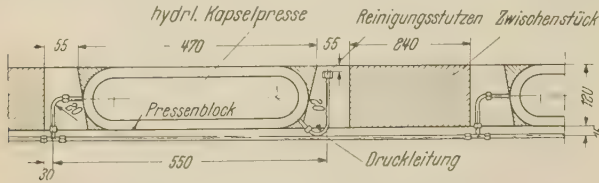


Abb. 8. Vorübergehende Fuge, Längsschnitt.

jeweils zwei Pressen zusammen in einem Betonblock eingebaut wurden. Abwechselnd mit den Pressenblöcken wurden Zwischenstücke aus Beton in die Fugen eingelegt (Abb. 9), und die Verbreiterung der Fuge beim Spannen durch dünne Blechplatten ausgefüllt. Bei der Umlagerung der Kraft entsteht ein gewisser toter Gang. Um dessen Wirkung festzustellen, wurden die Pressen nachgelassen und erneut betätigt, bis die Zwischenstücke wieder locker wurden. Aus dem Wasserdruck beim Freiwerden der Zwischenstücke konnte auf die vorhandene Kraft mit einer Genauigkeit von etwa 4 kg/cm² mittlerer Betonpressung geschlossen werden.

Die eingebrachte Längskraft wurde aus dem angewandten Wasserdruck und der Fläche der Pressen errechnet. Ferner wurden die Verschiebungen der beiden Plattenränder gegeneinander

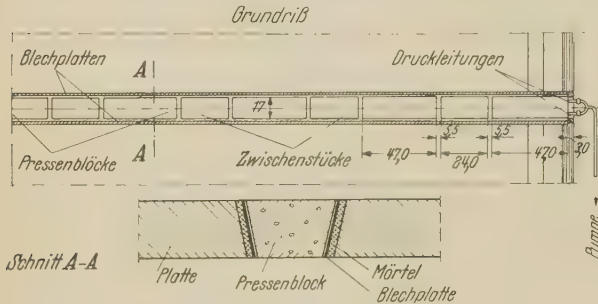


Abb. 9. Verteilung der Pressenblöcke und Zwischenstücke in einer vorübergehenden Fuge.

der an den Fugen mit Verschiebemaßstäben mit einer Genauigkeit von etwa 1/2 mm gemessen. Außerdem verfolgte man die Höhenlage der Plattenränder während des Pressens durch Nivellement. Zu diesem Zweck waren versenkte Festpunkte in der Platte angebracht. Über die angewandten Drücke gibt die Tabelle 2, über die Verschiebung der Plattenränder Tabelle 3 Auskunft. Zu der ersten Tabelle ist zu bemerken, daß bei den ersten beiden Betätigungen der Pressen keine Zwischenstücke eingesetzt wurden, so daß man den Druck wieder auf 0 herabgehen ließ. Aus der Tabelle 3 ist zu erkennen, daß das gekrümmte Widerlager nicht meßbar nachgegeben hat, während

Tabelle 2. Betonpressungen in kg/cm² beim stufenweisen Längsvorspannen.

	Datum	Fuge 1	Fuge 2	Fuge 3	Fuge 4	Fuge 5
1. Stufe	14.11.52	38	45	45	38	38
Ende		8	34	0	0	0
2. Stufe	5.12 bis 22.12.52	38	45	48	48	38
Ende	10 davon	0	0	0	0	0
3. Stufe	21.2.53	38	48	48	48	38
		20	36	50	43	40
4. Stufe	2.4.53	28	36	50	43	40
		30	36	55	48	48
5. Stufe	Die vorstehenden Drücke können nicht gesteigert werden.					
	Anheben der Platte	Leitungen undicht	eine Presse undicht	Leitungen undicht		

sich das in die Straßendecke einbindende Widerlager am anderen Ende etwas verschoben hat. Die Größe dieser Verschiebung blieb im Rahmen der Erwartungen, so daß keine Bedenken dagegen bestanden. Die Bewegung kam außerdem zur Ruhe.

Auffällig ist der geringe Wert des Schwindmaßes mit 0,05 bis 0,16 ‰ in den ersten 6 bis 7 Monaten, in denen man etwa 85 % des Gesamtschwindmaßes erwartet. Dieses dürfte also wesentlich geringer sein als man gemeinhin annimmt. Der Grund ist zweifellos in der Verwendung eines sehr trockenen, stark gerüttelten Betons zu suchen. Außerdem wird das Schwinden in trockenen Zeiten zweifellos zum guten Teil durch die höhere Außentemperatur kompensiert. In dieser Beobachtung liegt eine Rechtfertigung für das angewandte Spannfahrten durch Festlegung der Platte zwischen Widerlagern.

Es wird nicht verschwiegen, daß gewisse Schwierigkeiten bei dieser Erstaussführung eingetreten sind.

Zunächst hob sich ein Plattenrand an einer Fuge gegenüber dem anderen um etwa 3 cm, was auf nicht genau senkrechte Ausführung des Plattenrandes zurückzuführen war. Hierdurch wurde eine Vertikalkomponente von etwa 50 t erzeugt, die ohne weiteres die Platte im Gewicht von 2 t/m auf mehrere Meter Länge anhub. Nach künstlicher Belastung des Plattenrandes kam dieser in die Ausgangslage zurück und das Pressen konnte, nachdem der Plattenrand nachgearbeitet war, einwandfrei durchgeführt werden.

Eine andere ungewollte Vertikalverschiebung der Platte zeigte sich im Innern eines Blockes an einer Betonierfuge, die man in der Neigung 1:1 ausgeführt hatte. Bei Anwendung einer Betonpressung von etwa 50 kg/cm² begann die Platte der einen Seite aufzugleiten. Nach Ausbesserung beider Seiten konnte auch dieser Schaden behoben werden.

Das Einsetzen von Blechen in die sich öffnenden Fugen an den Zwischenstücken verlief nicht ohne Schwierigkeiten. Sofern nicht alle Flächen genau parallel waren, trat mitunter das Anheben eines Plattenrandes ein. Es zeigte sich, daß man die Zwischenstücke wesentlich präziser ausführen mußte.

Da die Pressen die gleiche Breite wie die Platten besaßen, fiel deren Oberseite mit der Plattenoberkante zusammen. Mehrere Pressen wurden deshalb durch den Verkehr beschädigt

Tabelle 3. Verschiebungen der Plattenränder in mm beim stufenweisen Längsvorspannen.

Widerlager: Seite Servas		Fuge 1		Fuge 2		Fuge 3		Fuge 4		Fuge 5		Seite Bourg	
Block 1	Fuge 1	Block 2	Fuge 2	Block 3	Fuge 3	Block 4	Fuge 4	Block 5	Fuge 5	Block 6			
Stufen													
I													
II													
III													
IV													
V													
1) obere Zeile bei Druckstufe 1													
untere " vor " 2													

und platzten unter einem Druck von 130 kg/cm². Es wird empfohlen, die Oberkante der Pressen mindestens 2 cm unter Oberkante Fahrbahn zu legen und sie durch starke Bleche zu schützen.

Die geringe Stärke der Platte von 12 cm hat sich bei der Ausführung als ungünstig erwiesen. Es wird dringend geraten, die Platte etwa 16 cm stark zu machen, wodurch sich nur geringe Mehrkosten ergeben, während das Zentrieren und das Anbringen der Pressen erheblich erleichtert wird.

Die Veröffentlichung erschien bereits kurze Zeit nach Herstellung der Platte, so daß noch keine umfangreichen Erfahrungen vorlagen. Immerhin hat sich schon gezeigt, daß in den vorgespannten Strecken, selbst in denjenigen mit geringer Vorspannung (A. u. B. in Abb. 8), keinerlei Längsrisse aufgetreten sind, während in den nur schlaff bewehrten Abschnitten C, D u. E sich bald Längsrisse zeigten, die ungefähr mit dem Band der alten Straße übereinstimmten. Hieraus wird ge-

olgt, daß eine Quervorspannung unerläßlich ist, sofern der Untergrund nicht ganz gleichartig ist.

Zusammenfassend wird festgestellt, daß eine starr eingespannte Straßendecke von unbegrenzter Länge unter Vermeidung von bleibenden Fugen hergestellt werden kann, die rissefrei bleibt und gegenüber einer Platte aus einfachem Beton auf Grund der Vorspannung eine wesentlich größere Widerstandsfähigkeit besitzt.

Für die Kosten je m² Spannbetonplatte werden folgende Werte angegeben:

Stärke	0,16 m	
Länge	1000 m	
Breite zwischen den Bordsteinen	7 m	
I. Vorbereitung der Bettung		35 ffr
II. Beton für die Platte von 0,16 m Stärke		
0,16 m ³ zu 10 000 ffr =		1600 „
III. Längsvorspannung		
Herstellung der Fugen und Ausrüstungen (Pressen)	200 ffr	
Arbeitsaufwand	40 „	
Anteil von zwei Widerlagern im Abstand von 1000 m	135 „	375 „
V. Quervorspannung		
Ausrüstungsteile	450 „	
Arbeit	80 „	530 „
IV. Bewehrte Bordsteine		
Anteil pro m ²	400 „	
		2940 ffr

Dieser Preis weicht nicht wesentlich von der Ausführung in klassischer Bauweise mit Fugen und einer Plattenstärke von 4 cm ab, insbesondere wenn man längere Strecken in rationellem Bauverfahren herstellen kann. [Nach Travaux 38 (1954) S. 17.]

G. Franz, Frankfurt/M.

Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal.

Das Königin Elisabeth II-Dock am Manchester-Seekanal ist das größte Öl-Hafenbecken Englands, das ausschließlich für das Entlöschten von Tankern bestimmt ist, die Rohöl für die in der Nähe gelegenen Ölgesellschaften anbringen, das von ihnen weiterverarbeitet wird. Das viereckige Hafenbecken ist etwa 8 ha groß. Eine Seite verläuft parallel zum Manchester-Seekanal, mit dem das Becken durch eine Schleusenanlage in Verbindung steht. Die Schleuse liegt im Mündungsgebiet des Merseyflusses, und zwar am westlichen Ende des Seekanals. An einer Querseite des Beckens soll ein Stichkanal abzweigen, dessen

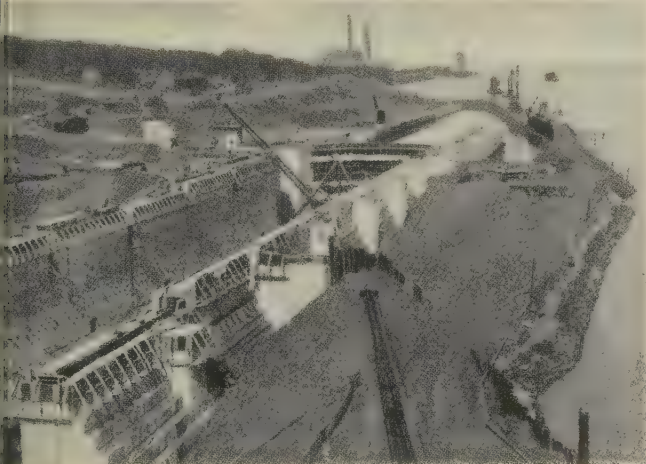


Abb. 1. Einfahrtsschleuse im Bau.

Ansatzbauern bereits fertiggestellt sind. Die spätere Einrichtung ist noch durch Stahl-Spundwände abgeschlossen. Nach Inbetriebnahme dieses Stichkanals kann die bestehende Einfahrtsschleuse zeitweise umgangen werden, und deren Kammern können zu Ausbesserungszwecken als Trockendock Verwendung finden. Das Hafenbecken soll Tanker von 220 bis zu 270 m Länge aufnehmen. Gleichzeitig können 4 Tanker von 30 000 t gelöscht werden. Die Zufahrtsschleuse hat eine Länge von 30 m und eine Länge von 240 m, die in 2 Kammern von 55 m und 180 m Länge unterteilt ist. Es lassen sich kleine, mittlere und große Tanker bei wirtschaftlichem Was-

serverbrauch durchschleusen. Die Schleusenanlage erhält drei Schiebetore, die beim Öffnen der Schleuse in Nischen verschoben sind; die obere und die untere Nische sind 10 m weit, die mittlere 15 m, diese bildet ein schmales Trockendock, in dem jedes Tor bei Bedarf ausgebessert werden kann.

Ein besonderes Merkmal des Hafenbeckens ist die Anordnung von Überlaufwehren in den vier Ecken, um das auf der Oberfläche des Wassers schwimmende Öl abzufangen. Diese Wehre sind mit Hubschwellen versehen, so daß sich beim Absenken der Wehre das Öl in Absatzbecken sammeln läßt und in Rohrleitungen abgeführt wird. Die verschiedenen Löschstellen sind mit Kranbrücken ausgerüstet, die nicht nur die Schläuche aufnehmen, sondern diese auch so weit verschwenken



Abb. 2. Kranbrücke für das Entlöschten der Tanker.

können, daß die Kaifront des Beckens beim Verholen der Tanker nicht behindert wird. Die Leitungen führen nach den einzelnen Öllagerplätzen und Raffinerien.

Das Ein- und Ausschleusen der größten Tanker ist für die Zeit von vier Stunden vor und nach der höchsten Tide möglich.

Die Herstellung der Gesamtanlage begann mit dem Bau der Einfahrtsschleuse im Schutze eines Fangedammes, der die Baustelle für die Schleuse umschließt. Auf der Abbildung 1 ist der Bauzustand vom April 1952 ersichtlich. Der Fangedamm besteht aus zwei Reihen von Stahl-Spundwänden, zwischen denen das Betonmauerwerk hochgeführt ist. Darüber hinaus ist noch eine Spundwand gerammt, damit das Wasser nicht durchsickern kann. Die Betonarbeiten können im Trocknen ausgeführt werden. Ähnliche Fangedämme waren auch für die Herstellung der Beckenmauern erforderlich. Der Bau der Schleusenanlage machte vorübergehend eine Abschlußwand quer zur Schleuse notwendig, die aus einem bogenförmigen Gebilde mit drei Betonrippen bestand. Die Wand stand auf dem Schleusenboden. Die drei Schiebetore, die die Schleuse in zwei getrennte Kammern unterteilen, haben eine Wasserverdrängung von 1700 t und eine Länge von reichlich 30 m. Jeder Kasten kann einen Druck von 5000 t aushalten. Die Einfahrt in die schlitzenartigen Nischen läßt sich durch Dammbalken schließen, um die Schiebetore im Trocknen überholen zu können. Am landseitigen Ende der Nische steht das Windenhaus.

Der Aushub für die Schleusenanlage und für das Hafenbecken erforderte die Baggerung von großen Bodenmassen und den Aufbruch von umfangreichen Sandsteinlagen. Die Massen mußten bis zu 24 m Tiefe ausgebaut werden unter Zuhilfenahme von Hängebahnen und Förderbändern. Der Beton für die Umfassungsmauern des Hafenbeckens waren in Schichten von 1¼ m Stärke und in Längen von 18 m einzubringen. 70 % wurden durch eine Leitung von der Zentralstelle aus nach der Verwendungsstelle gedrückt; der Rest wurde durch Transportbänder und Schuten befördert. Die Höchstzeit für den Transport einer Mischung von der Mischanlage nach der Einbaustelle betrug nur 7 Minuten. Die Ausrüstung der Löschstellen für das Öl ist aus Abb. 2 ersichtlich. Jede besteht aus einer Kranbrücke mit 5 t-Kranen in Abständen von 6 m und einer Reichweite von 10 m. Jeder Ausleger kann einen Bogen von 195° bestreichen; er hat seine eigenen Maschinen zum Heben und Senken der beweglichen Rohre, die mit den Hauptleitungen, die um das Becken herumführen, verbunden sind. Vorkkehrungen sind getroffen, um seitlich noch zusätzliche bewegliche Rohre anzuschließen, die von den Schiffsmaschinen bedient werden. [Nach Engineering 177 (1954) Nr. 4592. S. 153.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Aufwickelbarer Träger oder Mast.

Für gewisse Anwendungsfälle ist es vorteilhaft, schnell einen Träger oder Mast bzw. Turm oder dgl. zur Verfügung zu haben, der in unbenutztem Zustande nur wenig Raumbedarf hat und ebenso schnell aufgerichtet wie abmontiert werden kann. Für diesen Zweck hat die französische Firma M. Michel Le Roy, Paris, den nachstehend beschriebenen aufwickelbaren Träger oder Mast entwickelt.

Die Konstruktion ist dadurch gekennzeichnet, daß eine Anzahl gelenkig miteinander verbundener rechteckiger Glieder in drei Reihen nebeneinander derart, etwa in Form eines Gelenkbandes, angeordnet sind, daß einerseits, bei gestrecktem Band, die seitlichen Bandstreifen um die Längsrichtung des Bandes an den einzelnen Gliedern vorgesehene Gelenke des Mittelstreifens umgeklappt werden können und andererseits die gesamte Bandbreite um querliegende, an den Verbindungs-

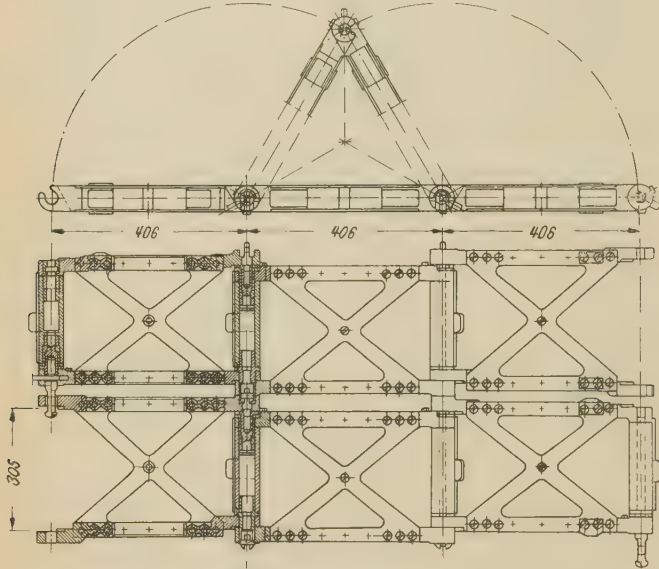


Abb. 1. Zwei Gliedergruppen des Gliederbandes für den aufwickelbaren Träger oder Mast.

punkten der einzelnen Glieder angeordnete Gelenke etwas schwenkbar ist. Infolge der gelenkigen Verbindung der Glieder in Querrichtung kann das ganze Gelenkband zu einer Rolle aufgewickelt werden, die leicht transportiert werden kann und beim Lagern nur einen geringen Raumbedarf hat. Rollt man das Band ab, so daß es eben liegt, so kann man durch Schwenken der Seitenstreifen um die Gelenkbolzen der Glieder des Mittelstreifens bis zur Berührung der freien Enden der Glieder der Seitenstreifen einen Träger oder Mast von dreieckigem Querschnitt dadurch bilden, daß die an den freien Enden der seitlichen Glieder einer Seite vorgesehenen Zapfen in an den Gliedern der anderen Seite vorhandene Klauen eingreifen und so die jeweils gegeneinander umgeklappten Glieder miteinander verriegeln. Auf diese Weise entsteht trotz der allseitig gelenkigen Verbindung der Glieder des Bandes untereinander ein starrer Mast oder Träger, da sämtliche Gelenke durch das Verriegeln der Außenkanten der Seitenstreifen-Glieder außer Wirkung gesetzt sind.

In der Praxis geschieht das Aufrichten eines Mastes oder das Zusammensetzen eines Trägers aus dem aufgerollten Gliederband mit Hilfe einer elektrisch oder von Hand betriebenen Winde. Die Rolle wird auf die Winde gelegt und das Gliederband mittels des Windenantriebs durch eine Führungseinrichtung gezogen, in der das Umlenken der Seitenstreifen und das Verriegeln ihrer Außenkanten geschieht, so daß aus dieser Führungsbahn der fertig zusammengesetzte Mast von dreieckigem Querschnitt herauskommt. Diese Anordnung hat eine gewisse Ähnlichkeit mit dem Prinzip des bekannten Reißverschlusses. Zur Ermöglichung dieses Führungsvorganges müssen die Gelenke ein gewisses Spiel haben. Bei einer von einem 1,5 PS-Motor angetriebenen elektrischen Winde dauert das Aufrichten eines 10 m hohen Mastes weniger als 1 Minute, bei einer handbetriebenen Winde brauchen 2 Mann vier Minuten zu dieser Arbeit. Der fertige Mast kann entweder aus der Winde herausgenommen und in beliebiger Weise als Mast oder Träger verwendet werden; er kann aber auch unter Benutzung der Winde als Fundament in dem Windengestell verbleiben, z. B. wenn der Mast auch schnell wieder abgebaut werden soll, was genau so schnell und einfach wie das Aufrichten geht.

Die einzelnen Glieder des Gliederbandes sind offene Rahmen von rechteckiger Form mit einer Länge von 400 mm und einer Breite von 300 mm; zur Verbindung der Rahmenteile sind zwei kreuzweise angeordnete Diagonalstreben in jedem Glied vorgesehen. Man ist aber keinesfalls auf diese Rahmenform festgelegt, sondern kann sie in Anpassung an eine bestimmte Fertigungsart beliebig gestalten; ebenso können die Abmessungen geändert werden. Die Glieder werden bei Stahlbauweise gestanzt oder geschmiedet und bei Leichtmetall gegossen.

Ein aufgewickelter Träger von 15 m Länge und 400 mm Breite ergibt eine Rolle von 1,2 m Breite und 1,8 m Durchmesser, so daß auf engem Raum eine große Anzahl Träger gelagert werden kann. Ein 15 t-Güterwagen kann 300 m Träger dieser Art transportieren. Ein 10 m hoher Mast ist in der Lage eine Spitzenlast von 450 kg zu tragen.

Diese Maste bzw. Träger werden hauptsächlich dort angewandt, wo es auf leichte und schnelle Auf- und Abbaubarkeit, leichte Transportierbarkeit und geringen Lagerplatzbedarf ankommt, z. B. bei beweglichen Beobachtungs- und Überwachungstürmen, wo unter Umständen die Winde und damit der ganze Mast auf einem Fahrzeug montiert ist, bei der Forstkontrolle, beim Aufrichten von Gebäuden, Feuerbeobachtung im Gelände, Telegraf- und Oberleitungsarbeiten; ferner können solche Maste als nicht bewegbare Maste für topografische Zwecke, als Radarmaste usw. Verwendung finden. Als Träger in waagrechter oder schräger Lage dienen sie z. B. direkt von der Winde aus der Überbrückung von Geländeschluchten usw. Zur Verstrebung des fertigen Mastes oder Trägers können in üblicher Weise Kabel oder starre Streben benutzt werden. [Nach Engineering 177 (1954) No. 459 S. 244.]

Dr.-Ing. H. Bürnheim, München 9.

Flugzeughalle aus Leichtmetall.

Zur Aufnahme der „Comet“-Verkehrsflugzeuge hat die Havilland Aircraft Company in Hatfield eine Halle errichten lassen, deren Tragkonstruktion vollständig aus Leichtmetall hergestellt ist und die eine lichte Weite von 61,0 m, eine lichte Höhe von 13,7 m und eine Länge von 100,6 m besitzt. Die Hauptkonstruktion besteht aus 12 Fachwerkräumen in einem Abstand von 9,14 m mit einer Spannweite von 66,1 m zwischen den gelenkigen Lagerpunkten und einer Gesamthöhe von 16,8 m. Die Höhe der Rahmenriegel beträgt 3,05 m, die Breite der Rahmenstiele 2,44 m.

Das Dach der Halle ist als Sheddach mit lotrechten in Leichtmetallrahmen liegenden Glasflächen an der Nordseite und schrägen mit Leichtmetallwellblechen abgedeckten Flächen an der Südseite ausgeführt. Die Wellbleche sind mit einer Isolier-

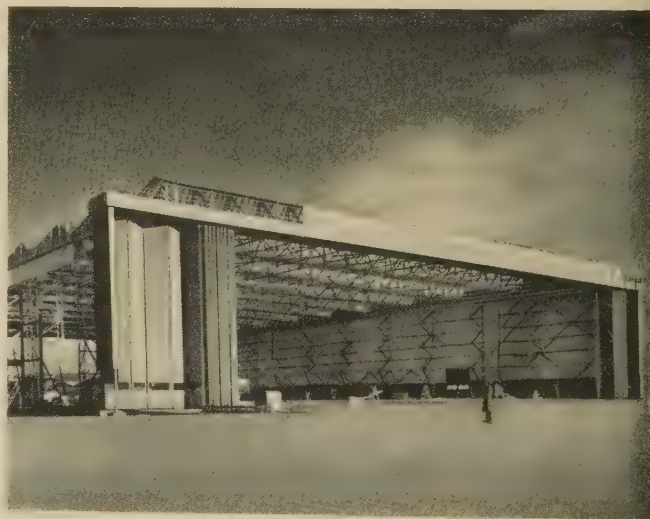


Abb. 1. Ansicht der fertig montierten Halle.

schicht und mit einer doppelten Lage von Bitumendachpappe versehen und lagern unmittelbar auf den schrägliegenden Obergurten der fachwerkartigen Dachträger auf, die sich zwischen den Riegeln der Fachwerkräume spannen.

Für die Verkleidung der Wand an der Ostseite sind ebenfalls Leichtmetallbleche mit einer Isolierschicht verwendet worden. Die Westseite grenzt an ein mehrgeschossiges massives Gebäude und besitzt nur oberhalb dieses Gebäudes Wellblechverkleidung. Die Süd- und Nordseite sind mit Faltdüren ausgestattet, die eine lichte Öffnung von 61,0 × 13,6 m freigebe-

Die Seitensteifigkeit der Halle ist durch die Fachwerkrahmen gewährleistet. Zur Aussteifung in Längsrichtung sind in den Endfeldern horizontale Windverbände in Höhe der Riegeluntergurte und Vertikalverbände zwischen den Rahmenstielen



Abb. 2. Leichtmetallkonstruktion während der Montage.



Abb. 3. Zusammenbau der Rahmenriegel in der Werkstatt.

angeordnet. Die Knotenpunkte der Rahmenriegel sind durch die Dachträger gegen Ausknicken gehalten, diejenigen der Rahmenstiele an der Ostseite mittels innen und außen durchlaufender Riegel, von denen die äußeren gleichzeitig als Träger für die Wellblechverkleidung dienen. An der Westseite sind mit

gesehen waren, bei der endgültigen Ausführung einwandig aus 2 Winkeln mit Verstärkungswulsten an den Außenkanten der Flansche ausgebildet worden. Die Obergurte der Dachträger sind aus demselben Grunde aus einem [-Profil mit verstärktem Flansch ausgeführt worden, bei denen die Füllstäbe ohne Zwischenschaltung von Knotenblechen unmittelbar an den Stegen angeschlossen und die Dach-Wellbleche direkt auf den oberen Flansch geschraubt sind.

Als Verbindungsmittel sind kaltgeschlagene Niete von 9,5 bis 16 mm und für die Montageverbindungen verzinkte Paß- bzw. rohe Schrauben aus Stahl verwendet worden. Die Knotenbleche haben Stärken von 9,5 bzw. 12,7 mm.

Das Material der Hauptkonstruktion besteht aus den Legierungen H E 10 (B. S. 1476) für Profile und H E 10 (B. S. 1477) für die Knotenbleche. Diese Legierung entspricht der deutschen Legierung AlMgSi warm ausgehärtet. Die Wellbleche sind aus einer Legierung der Gattung AlMn (NS 3-B. S. 1470) hergestellt worden. Für die Niete sind Legierungen vom Typ AlMg3 (NES) bzw. AlMg5 (NEG) verwendet worden.

Für die statische Berechnung sind die englischen Belastungsvorschriften B. S. 499 (1948) zugrunde gelegt worden, und zwar außer dem Konstruktionseigengewicht für Belastung aus Schnee rd. 49 kg/m², für Belastung aus Wind rd. 68 kg/m². Außerdem ist für den Einbau einer Beleuchtungs- und Feuerlöschanlage eine zusätzliche Belastung von rd. 10 kg/m² und für die Anordnung leichter Laufstege je eine Einzellast von 1,52 t in 4 Punkten des Riegeluntergurts der Fachwerkportale vorgesehen worden.

Das Gesamtgewicht der Leichtmetallkonstruktion beträgt rd. 183 t, d. h. rd. 27,5 kg/m² Grundrißfläche, das Gewicht eines Fachwerkrahmens rd. 6,5 t, das Gewicht eines fachwerkartigen Dachträgers 800 kg. Infolge der geringeren Gewichte gestaltete sich die Montage verhältnismäßig einfach. Der gesamte Aufbau der Leichtmetallkonstruktion ist mit 18 Mann in rd. 13 Wochen durchgeführt worden. [Nach Engineering 175 (1953) Nr. 4539, S. 97.]

O. Suhr, Dortmund.

Untersuchungen an geschweißten Druckbehältern und Rohrleitungen.

I. Allgemeines.

Bei Wahl der Meßmethoden zur Ermittlung von Kräften bzw. Spannungen an Druckbehältern und Rohrleitungen ist es von entscheidender Bedeutung, ob es möglich ist, die Messungen sowohl außen als auch innen am Stahlmantel ausführen zu können. Messungen nur an einer Seite geben leicht ein falsches Bild von den wirklichen Spannungen, denn man muß sich vor Augen halten, daß die handelsüblichen Stähle in ihrem Gefüge nicht der idealisierten Struktur, die wir bei den mathematischen Berechnungsgrundlagen annehmen, entsprechen und daß evtl. überlagerte Biegemomente vorhanden sind.

Für Dehnungsmessungen bzw. Spannungsermittlungen an stählernen Behältern usw. hat sich u. a. die elektrische Meß-

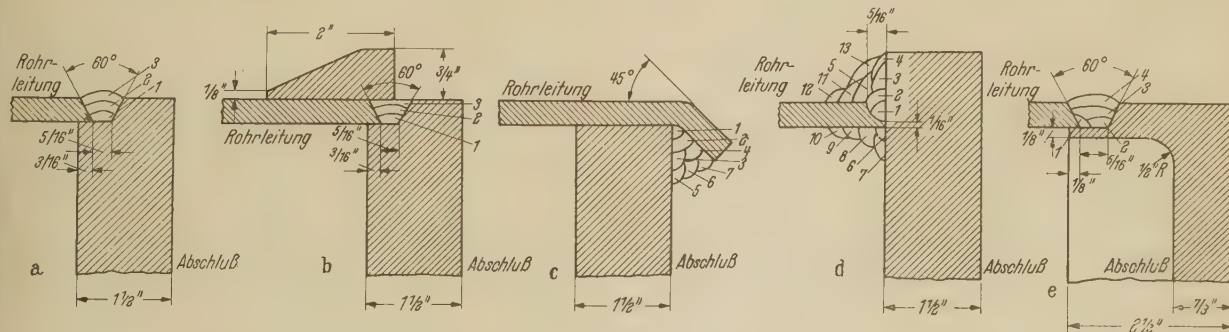


Abb. 1. Abschlüsse von geraden Rohren.

Rücksicht auf die erforderlichen Zugangsöffnungen zu dem anrenzenden Gebäude vertikale Portale zur Knickaussteifung vorgesehen.

Um den Längenänderungen infolge Temperaturwechsel Rechnung zu tragen, ist am sechsten Fachwerkrahmen von der Nordseite gerechnet, eine Dehnfuge angebracht. Die Dachträger liegen an dieser Stelle auf Lagern aus Leichtmetallguß, und die Anschlüsse der Riegel der Längswände sind Langlöcher angeordnet, so daß eine genügende Beweglichkeit vorhanden ist.

Bei dem Entwurf der gesamten Konstruktion ist besondere Rücksicht auf eine einfache Werkstattfertigung genommen worden. Daher sind die Fachwerkstäbe der Rahmen, die ursprünglich doppelwandig aus 2 [-Profilen mit Querverbindungen vor-

methode mit Dehnungsmeßstreifen als bestes Verfahren herausgestellt. Hierüber ist in den letzten Jahren sehr viel geschrieben worden, wobei die Einfachheit dieser Meßtechnik zu wenig betont wurde:

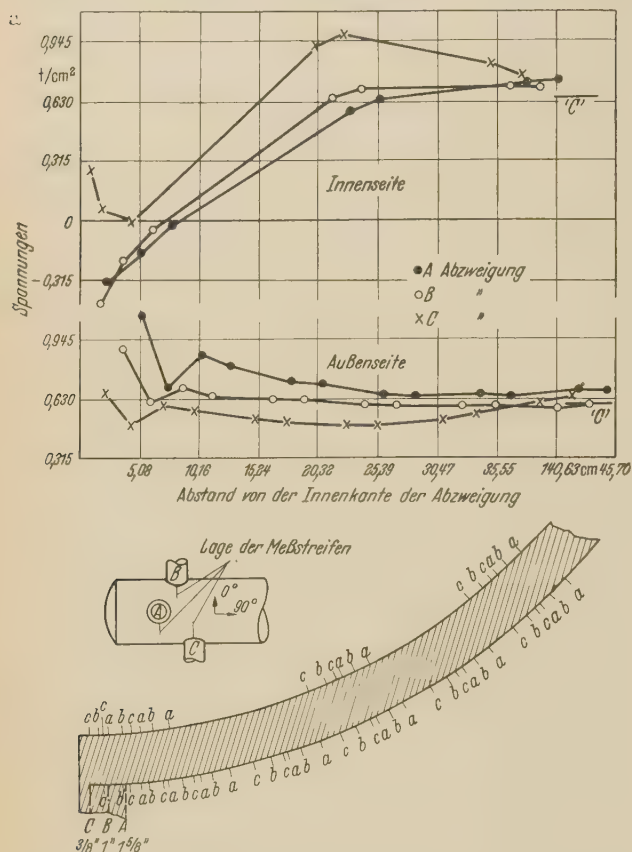
Der Dehnungsmeßstreifen wandelt mechanische Meßgrößen, welche eine Dehnung seiner Meßdrähte und damit eine Veränderung des Stromwiderstandes bewirken, in elektrische Meßwerte um. Bei Messungen an Außenwänden werden diese Meßstreifen einfach aufgeklebt, während bei Messungen im Inneren von Behältern und Rohren mit Flüssigkeitsfüllung eine Isolierung sowohl der Meßelemente als auch der Leitungen zum Anzeigegerät erforderlich wird. Dieses Isolierproblem ist unterschiedlich gelöst worden, so daß z. B. im B.W.R.A. (British

Welding Research Association)-Laboratorium Messungen bei Wasserdrücken bis etwa 500 kg/cm² einwandfrei möglich waren.

II. Der Abschluß von Druckbehältern und Rohrleitungen.

Bach führte als erster Modellversuche zur Klärung der Spannungsverhältnisse an Membran-Böden aus. Auch theoretisch wurde das Problem durch Timoshenko und andere unter Berücksichtigung der Erkenntnisse von Coates (Trans.

den und zwar beim Behälter innen in den Übergängen der Membranbodens. — Die Versuche bestätigen die Vermutungen, daß bei einem Abschlußblech ohne „Mann-Loch“ die größte (Zug-)Spannung immer innenseitig in Gegend der Kehle des Bodens in radialer Richtung verlief. — Allgemein größere Spannungen wurden jedoch bei einem einfachen Abschlußblech mit „Mann-Loch“ festgestellt, und zwar außen in tangentialer Richtung nahe den Hauptachsen der elliptischen Öffnung.



Amer. Soc. Mech. Eng. 1930) weiterverfolgt. Um sicher zu gehen, waren jedoch Messungen an denjenigen Stellen auszuführen, wo erwartungsgemäß die größten Kräfte auftreten würden.

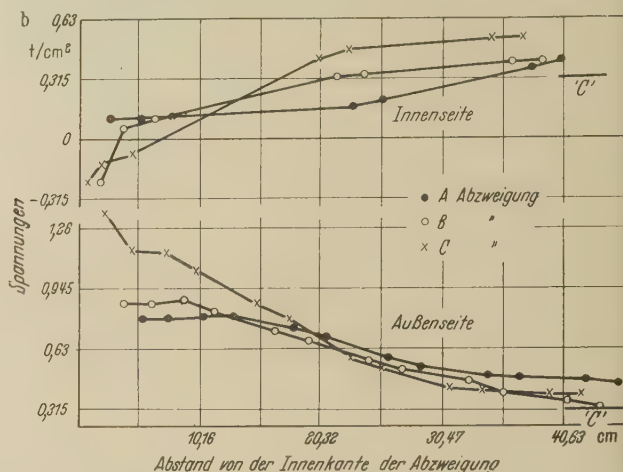


Abb. 2. Öffnungen in Druckbehältern. Spannungen in der Behälterwand bei 0°: a) radial; b) tangential. Bemerkungen: a, b, c bezeichnet die Meßstellen in Nähe der Mundstücke A, B u. C. — 'C' = ermittelte Spannungen im ungestörten Bereich.

a) Flache Abschlüsse. Für eine Einrichtung, mittels der versucht wurde, röntgenographische Ergebnisse in Beziehung zu den Belastungen an geschweißten Abschlußplatten von Rohrleitungen zu setzen, war vorher die Ermittlung der Belastbarkeit verschiedener Abschlüsse gegen wechselnden Druck auf andere Weise erforderlich. — Hierbei konnten elektrische Widerstandsmessungen mit Meßstreifen nicht den gewünschten Aufschluss geben. Die Versuche wurden deshalb bei mehrfacher Anwendung von innerem Druck mit normalen mechanischen Dehnungsmeßgeräten ausgeführt. Es wurde ein gerades Rohrstück von 15,25 cm Durchmesser und 0,95 cm Wandstärke benutzt; die Anlage zur Erzeugung wechselnder Drücke lieferte Druckschwankungen von 3,5 kg/cm² bis 211 kg/cm² mit einer Frequenz $f = 90/\text{min}$. Es wurde gefunden: Auf der Innenseite des geraden Rohrstückes eine Tangentialspannung von 1780 kg/cm² während außen nur Spannungen von 1560 kg/cm² auftraten.

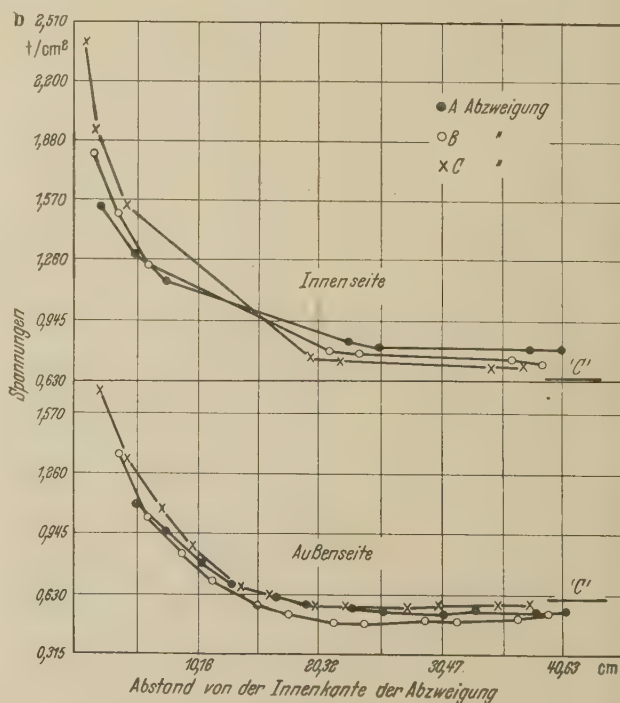
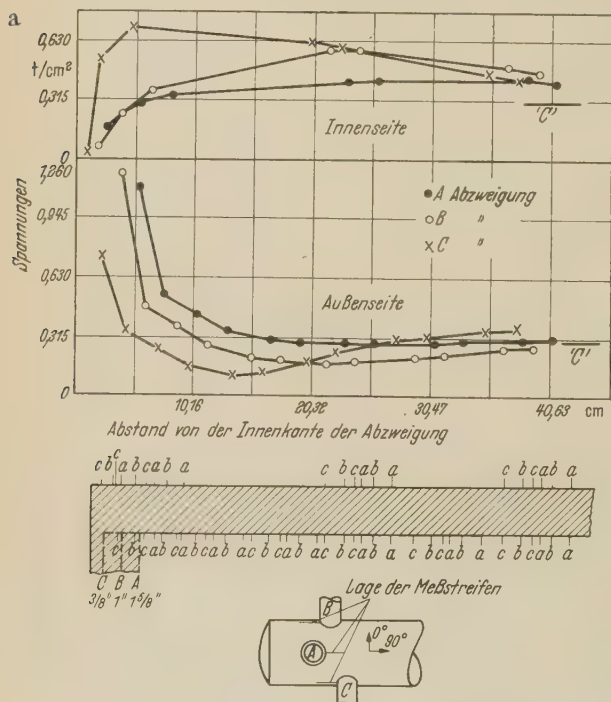


Abb. 3. Öffnungen in Druckbehältern. Spannungen in der Behälterwand bei 30°: a) radial; b) tangential. Bemerkungen: a, b, c bezeichnet die Meßstellen bei den Mundstücken A, B u. C. — 'C' = ermittelte Spannungen im ungestörten Bereich.

Die verschiedenen untersuchten Arten von Rohrab schlüssen bringt die Abb. 1. Zuerst war die Belastbarkeit der geraden Rohrstücke gegen mehrfache schnelle Druckänderungen (Dauerbelastung) festzustellen. Drei Probestücke versagten nach einer Lastwechselzahl von mehr als $n = 800\,000$, $n = 300\,000$ und $n = 950\,000$, jedoch hielten drei Probestücke mehr als $n = 1\,000\,000$ Druckänderungen aus. —

Der propfenförmige Abschluß (Abb. 1a) erbrachte die schlechtesten Ergebnisse ($n = 70\,000$). Der Grund hierfür ist einfach. Während das Rohr sich bei Druck radial ausdehnt, kann das letzte Stück, welches mit dem Abschluß verbunden ist, diese (radiale) Bewegung nicht mit ausführen. Hierdurch werden Biegebeanspruchungen hervorgerufen, die auf der Oberfläche Druck und auf der Innenfläche Zug erzeugen. — Eine Abänderung dieser einfachsten Form stellt Abb. 1b dar. Ein Ring, über die Schweißstelle gezogen, erfüllt den Zweck, die Biegebeanspruchungen für die Schweißnaht zu verringern und weiter in die Rohrleitung selbst zu verlegen. Ein Probestück dieser Art hielt mehr als 1 000 000 Belastungen aus. — Eine andere Abschlußform (Abb. 1c) mit einer Abschlußplatte in der Rohrleitung und Schweißnaht außen hat zwar eine längere durchschnittliche Lebensdauer als der Typ 1a, aber sie bietet geringeren Widerstand als die Form 1b. Weit bessere Ergebnisse wurden erzielt, wenn die Abschlußplatte außen und innen an die Rohrleitung angeschweißt war (Abb. 1d). Recht befriedigend war auch die Lösung, als Abschluß einen dicken Teller (Abb. 1e) zu wählen. Diese Form wies eine Dauerfestigkeit auf, die fast an die der Rohrleitung selbst herankam, so daß dieser Abschlußform, die einfach herzustellen und sehr widerstandsfähig ist, der Vorzug gegeben werden sollte.

b) Schwächungen als Folge zylindrischer Öffnungen. Es hat sich ergeben, daß es beim Entwerfen von Druckbehältern gut ist, bei Wahl der Materialstärke die Öffnungen als Ausgangspunkt zu nehmen. Denn viele bekanntgewordene Schäden und Zerstörungen von Druckbehältern entstanden an einer Öffnung. Messungen an Modellen im Laboratorium wiesen die größten Spannungen in ihrer Nähe nach, unabhängig von der Form des Druckbehälters selbst. Der Ingenieur, der sich mit diesem Problem befassen muß, geht am besten auf das Grundproblem der Öffnung in einer unter Spannung stehenden ebenen Scheibe zurück. Hierfür ist durch theoretische Überlegungen und durch Versuche folgendes nachgewiesen:

1. Enthält eine unter einachsiger Spannung stehende Scheibe ein Loch ohne verstärkten Rand, so ist die größte am Lochrand auftretende Kraft etwa dreimal so groß wie bei einer unverschwächten Scheibe.

2. Ist eine solche Scheibe durch eine aufgeschweißte Schiene (Wulst) einseitig verstärkt, so werden die Spannungen auf dieser Seite kleiner. Auf der anderen Seite jedoch treten dann Spannungen auf, die praktisch etwa denen bei unverstärkter Öffnung entsprechen:

3. Wird ein Vergleich angestellt zwischen der Wirkung der Kompensation von einem nahen, dicken Wulst und von einem breiteren, gleichen Querschnittes, so meinen einige Forscher (Siebel und Schwaigerer, Zeitschr. d. VDI 1940) gefun-

den zu haben, daß ein naher, hoher Wulst mehr mitwirkt als ein breiter und flacher. —

Bei einem Druckbehälter kommen jedoch in Wirklichkeit keine völlig unverstärkten Öffnungen vor, da ja meistens irgendeine Befestigung oder ein aufgeschweißtes Mundstück die Span-

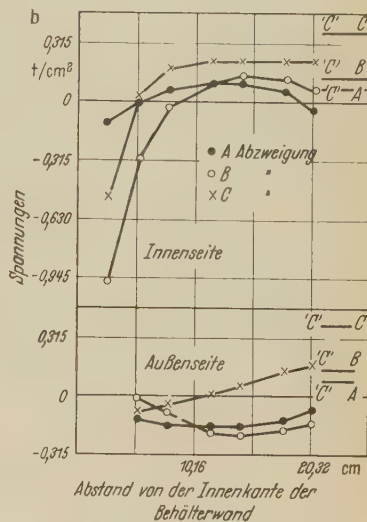
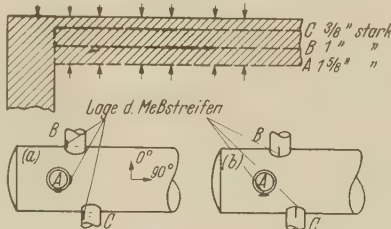
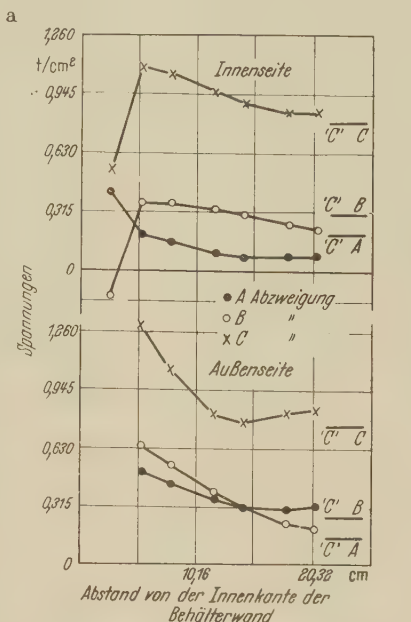


Abb. 4. Öffnungen in Druckbehältern. Spannungen entlang der Abzweigung für 0°: a) ringförmig; b) in Längsrichtung. — 'C' = ermittelte Spannungen im unbeeinflussten Bereich.

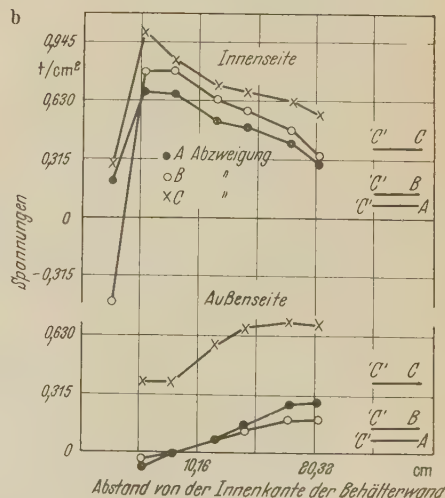
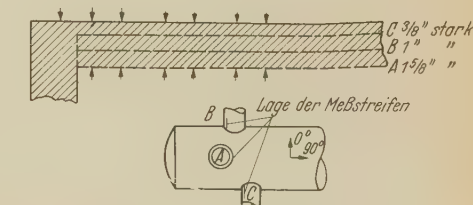
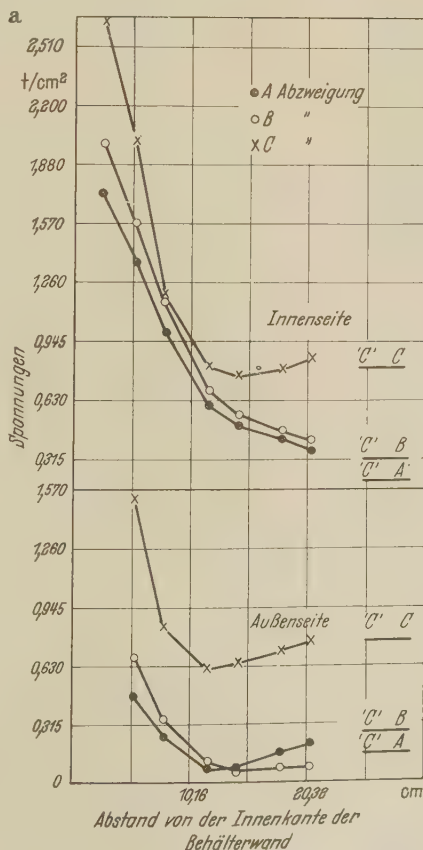


Abb. 5. Öffnungen in Druckbehältern. Spannungen entlang der Abzweigung für 30°: a) ringförmig; b) in Längsrichtung. — 'C' = ermittelte Spannungen im unbeeinflussten Bereich.

nungen reduziert. Untersuchungen an einem Druckbehälter zeigten, daß die Konzentration der Kräfte durch Verstärkung der angeschweißten Mundstücke verringert werden konnte. Um die Richtigkeit dieser Ergebnisse nachzuweisen, wurden Messungen an einem runden Behälter, der mit drei Mundstücken gleichen Innendurchmessers, aber jeweils unterschiedlicher Wandstärke versehen war. Diese drei Mundstücke waren um 120° und in Richtung der Behälterachse (spiralig) versetzt angeordnet. Der Innendurchmesser des Behälters betrug 1,05 m bei einer Wandstärke von 4,13 cm (Abb. 2). Der Innendurchmesser der geschweißten Anschlüsse war einheitlich 30,4 cm, während die Materialdicke von 4,13 cm (A) auf 2,54 cm (B) und 0,95 cm (C) abnahm. Je zwei Meßstreifen wurden an der Außenfläche des Behälters in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen befestigt, und zwar einmal in Richtung des Umfanges und der Längsachse. Zwei Meßstreifen waren hierfür ausreichend, da die Hauptspannungen etwa in diesen beiden Richtungen auftraten. Um die Öffnung herum wurden zudem Meßstreifen in Rosettenform, also jeweils drei gleichzeitig, aufgeklebt, die nicht nur die Größe, sondern auch die Richtung der Hauptspannung erkennen ließen. In den Abbildungen 2, 3, 4 und 5 sind die gemessenen Spannungen in der Behälterwand und an den Mundstücken eingetragen. Zusätzlich bringen die Abbildungen auch die Größe der Spannungen im ungestörten Bereich, sowohl für den Behälter als auch für die Mundstücke, jeweils gekennzeichnet durch „c“.

III. Abzweigungen an Rohrleitungen.

Bei der Zusammenführung zweier Rohrleitungen wird meistens eine Verstärkung erforderlich. Das Problem von Öffnungen in Rohrleitungen unterscheidet sich etwas von dem bei Druckbehältern, da das Verhältnis der Öffnung zum Durchmesser eines Druckbehälters weit kleiner ist als bei einer Rohrleitung. Es treten dort Wirkungen auf, die bei Druckbehältern vernachlässigt werden können, aber bei Rohrabzweigungen eine große Rolle spielen. Einer dieser Einflüsse ergibt sich aus den Biebeanspruchungen auf den Rand der Öffnung, welche durch einen veränderten unsymmetrischen Querschnitt erzeugt werden, da ein Schalenstück entsprechend der Öffnung herausgenommen worden ist. Ein solches Moment will den Rand der Öffnung der Leitung nach außen umbördeln. — Versuche an einer T-förmigen Rohrabzweigung gleichen Querschnittes klärten die Spannungsverhältnisse. Sie ergaben zudem die Bruchlast im Verhältnis zu einer geraden gleichwertigen Rohrleitung. Die durchschnittliche Wandstärke von 1,7 cm nahm bei T-Rohrstücken an der Abzweigung bis auf 1,9 cm zu. In Beziehung gesetzt zu drei geraden Rohrstücken einmal mit gleicher Wandstärke, wie die T-Abzweigung, also 1,9 cm, dann 1,59 cm und schließlich 1,29 cm ergaben sich das Spannungserhöhungsverhältnis und das Schwächungsverhältnis bei einer T-förmigen Abzweigung jeweils wie folgt:

Wandstärke des geraden Rohres	1,3 cm	1,53 cm	1,23 cm
Spannungserhöhungsfaktor	7,1	5,3	4,7
Schwächungsfaktor (Verhältnis Bruchlast T-Abzweigung : Bruchlast gerades Rohrstück)	0,71	0,85	1,06

[Nach British Welding Journal 1 (1954) Nr. 4 S. 149.]

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Wirtschaftlicher Straßenunterbau durch Bodenvermörtelung.

Im Zuge der Wiederherstellungsarbeiten des „State Highway 54“ wurde der Neubau eines etwa 35 km langen Teilabschnittes erforderlich, für den wegen wirtschaftlicher Vorteile ein zementvermörtelter Unterbau von 15 cm mit einer bituminösen Deckschicht von 5 cm (Abb. 1) vorgesehen wurde. Die Randstreifen wurden mit Mutterboden abgedeckt und eingesät.

Da an der Neubautrecke keine Fahrwege vorhanden waren, bereitete der Antransport der Materialien Schwierigkeiten. Zement und Wasser wurde von Silowagen, die wegen des losen Sandbodens mit Raupenfahrwerken ausgestattet waren

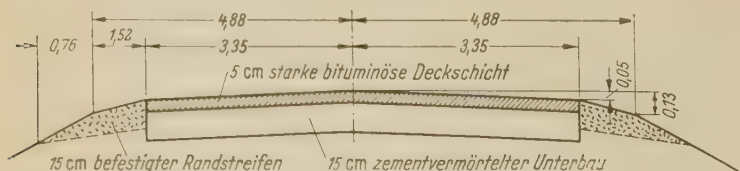


Abb. 1. Querschnitt der Straßendecke.

und von Raupentraktoren gezogen wurden, herangebracht. An die Zementwagen wurde auf der Baustelle ein Zementverteiler angehängt, durch den pro laufenden Meter 85 kg Zement in einer Raupe von 1,40 m Breite vorgelegt wurde. Diese Menge entsprach einem Bindemittelgehalt von 10 bis 11 %. Auf den Zementverteiler folgte durch je einen Raupentraktor gezogen der Wasserwagen und der Bodenmischer. Durch die Misch-



Abb. 2. Zementzugabe durch Silowagen mit Raupenfahrwerk und angehängten Zementverteiler.

werkzeuge dieses Eingang-Mischers wurde zunächst der Boden mit dem Zement vorgemischt, darauf das Wasser zugesetzt und das feucht nochmal sorgfältig durchgearbeitete Material hinter dem Gerät durch Abstreifbohlen in 21,5 cm Stärke ausgebreitet. Bei einer Arbeitsbreite von 3,35 m (halbe Decken-



Abb. 3. Wasserwagen und Bodenmischer.

breite) betrug der Tagesvortrieb 2×300 m, so daß täglich rund 2000 m² Deckenfläche hergestellt wurden.

Wegen des sandigen Bodens wurde zur Vorverdichtung an Stelle der sonst üblichen Schafffußwalze ein Raupentrecker ein-

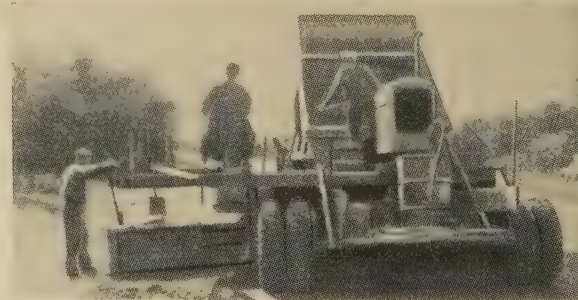


Abb. 4. Verteilen des Lehm Bodens zur Befestigung des Randstreifens.

gesetzt. Ihm folgte zur Auflockerung unregelmäßiger Verdichtungsstellen ein Luftreifen tractor mit angehängtem Jäter. Die Oberfläche wurde daran anschließend durch einen Straßenhobel auf das endgültige Profil gebracht und die Schlußverdichtung durch eine Luftreifenwalze mit geringem Reiferdruck erreicht. Zur Beseitigung der Furchen und Grate war eine Stahlbesen-Schleppse angehängt.

Die erforderliche Bodenfeuchtigkeit wurde durch den Einsatz von Sprengwagen aufrecht erhalten. Bei Schwankungen bis zu 10 Gew.-% wurde eine gleichbleibende Dichte erreicht. Der Boden-Trockengewicht lag nach der Verdichtung, von 21,5 cm auf 15 cm im Mittel bei 2 kg/dm³. Um ein Austrocknen des fertig verdichteten Unter-

baues zu verhindern, wurde eine Bitumenschicht aufgebracht, auf die dann die 5 cm starke Asphaltbetonschicht folgte.

Der letzte Arbeitsgang diente der Herstellung der Randstreifen. Je lfd. m wurden durch einen umgebauten Schotterverteiler rund $0,13 \text{ m}^3$ Lehm Boden ausgebreitet, mit einer Luftreifenwalze durch einen Übergang leicht gewalzt, durch einen Bodenmischer bis maximal 15 cm Tiefe (Abb. 1) mit dem Sandboden gemischt, durch zwei Walzgänge der Luftreifenwalze



Abb. 5. Bodenmischer bei der Bearbeitung des Randstreifens. Im Hintergrund Traktor mit Luftreifenwalze.

verdichtet, mit einem Straßenhobel sauber abgezogen und schließlich bis zur gewünschten Endverdichtung weiter gewalzt.

Die Ersparnisse, die durch die Wahl des bodenvermörtelten Unterbaues gegenüber einem Packlageunterbau erzielt wurden, werden auf rund 1400 Dollar je Kilometer geschätzt. [Nach Engineering News-Record 152 (1954) Nr. 2, S. 38.]

Dr.-Ing. Paul Wolff, Aachen.

Pfeilertiefgründung mit Stahlbetonfertigteilen.

Zwischen den Städten Richmond und San Rafael, die durch den Nordarm der Bucht von San Francisco, Cal., getrennt sind, wird z. Zt. eine 6400 m lange Brücke mit zwei übereinanderliegenden Fahrbahnen erbaut, deren Pfeilergründung durch ihre Konzeption wie durch die Ausführung bemerkenswert ist.

Die Wassertiefe ist im Mittel 12 m und erreicht in den beiden Schiffahrtsrinnen etwa 18 m. Dann folgt der übliche Meeres-

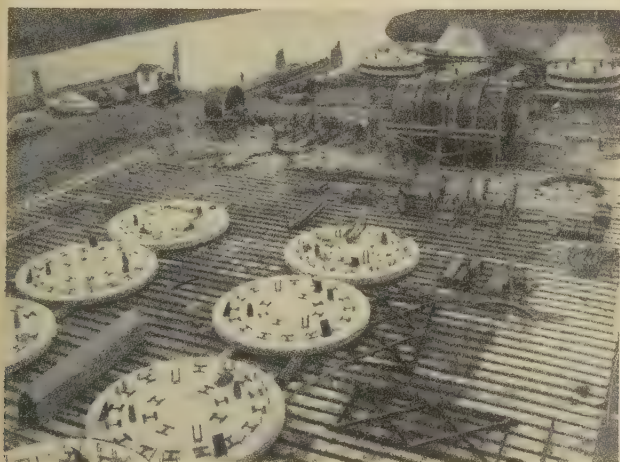


Abb. 1. Sohlplatten auf dem Werkplatz.

schlick bis zu einer Tiefe von etwa 45 m, darunter steht der feste Fels, bzw. in der Mitte der Bucht dichtgelagerte Sande und Kiese, welche die bis 100 m abfallende Felssänke ausfüllen. Im Zuge der als Stahlfachwerk entworfenen Brücke werden 61 tiefgegründete Pfeiler ausgeführt, deren Konstruktion der Unternehmer nach Vergleichung mit einer Caissongründung und einer Ausführung als Fangedammbauwerk vorgeschlagen hat. Bei der tiefen Lage der tragenden Schichten kam nur eine Gründung auf Pfählen in Frage, welche die in den Schlick reichenden Pfeilerschäfte tragen. Diese Schäfte sind für die Normalpfeiler zwei zylindrische Säulen und für die Pfeiler der Hängebrücken über den Schiffahrtsrinnen jeweils vier Säulen, welche aus Stahlbetonfertigteilen großen Formates zusammengesetzt werden. Zunächst werden in einer 3,60 m tiefen gebaggerten

Baugrube lotrechte Holzpfähle geschlagen, auf denen für jeden Normalpfeiler zwei 30 cm starke kreisrunde Stahlbeton-Sohlplatten aufliegen, die den unteren Abschluß der einzelnen Pfeilerschäfte bilden und I-förmige Aussparungen für die Führung der Stahlpfähle enthalten (Abb. 1) (vgl. Bauing. 29 [1945] Heft 8 S. 320). Durch abstandhaltende horizontal liegende Gitterträger aus Stahl sowie über Wasser reichende Gerüsttürme mit mittigem Zentrierrohr wird eine genaue Einweisung ermöglicht.

Da die Pfeiler verschieden hoch sind, variiert die Anzahl der Stahlpfähle von 15 bis 77 und der Durchmesser der Sohlplatten von 4,30 bis 10,40 m. Die bis 60 m langen Pfähle sind I-Profile $36 \times 36 \text{ cm}$ mit 40 kg/m Gewicht. Sie nehmen je 60 t Last auf. (Im Erdbebenfalle rechnerisch bis 100 t.) Insgesamt werden etwa 5000 Pfähle benötigt. Zunächst

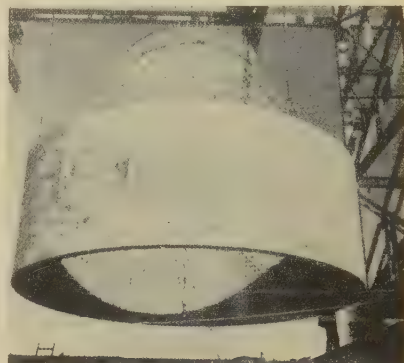


Abb. 2. Grundring mit Kegelbewehrung.

werden die inneren lotrechten Pfähle gerammt, um die Sohlenplatte zu fixieren und die Länge der Schrägpfähle zu bestimmen, die für die inneren Reihen 6:1, für die äußeren Reihen 4:1 geneigt sind. Die von den mit 36 m hohen festen Türmen und 36 m langen Teleskopmäklern ausgerüsteten Schwimmrahmen gefierten Pfähle werden von Tauchern in die Aussparungen eingefädelt und mit einem McKiernan Terry Hammer S 10 mit einer Energie von 4550 mkg/Schlag in 15 bis 40 Minuten weggerammt. Darauf werden die Pfähle in den Aussparungen der Sohlplatten mit Beton vergossen.

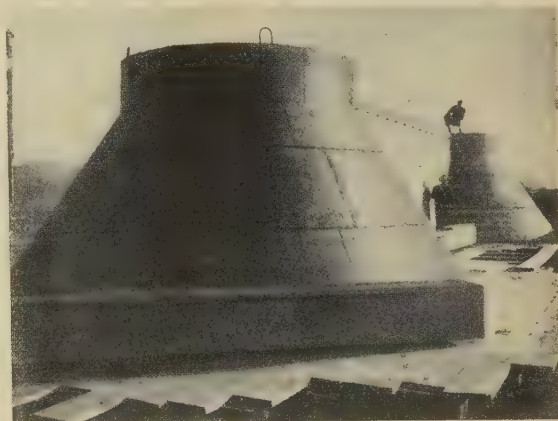


Abb. 3. Doppelkegel der zweischäftigen Pfeiler.

Auf diese Unterkonstruktion werden nun die Grundzylinder abgesetzt. Dies sind 2,70 m hohe Stahlbetonringe mit 20 cm Wandstärke, die vom Taucher über entsprechende Vorsprünge der Sohlplatte dirigiert werden. Sie enthalten eine überstehende Bewehrung, die bis in den übernächsten Fertigteil der Pfeiler, den eigentlichen Schaft, hineinreicht und so den monolithischen Verbund gewährleistet (Abb. 2). Seitlich sind an diese Ringe je drei Stahlgerüste angesetzt, die bis über Wasser reichen und für das Einbringen der weiteren Schaftteile gebraucht werden. In die Grundringe wird sofort 1,50 m hoch Beton eingebracht, womit eine stabile Unterkonstruktion auf den Stahlpfählen entsteht.

In der nächsten Phase werden die schwersten Fertigteile eingebaut: dies sind Stahlbeton-Kegelstümpfe von 20 cm Wandstärke, die schon bei der Herstellung paarweise durch eine Stahlbetonwand miteinander verbunden sind und bis 105 t wiegen (Abb. 3). Diese Teile werden direkt auf Pontons in Stahlschallung hergestellt, um am Werkplatz einen Transport zu ersparen. Das Versetzen erfolgt mit einem 150 t Dampferrick. Für die 4-schäftigen Pfeiler der Hängebrücken sind entsprechende Konstruktionen des Gewichtes wegen in Stahl hergestellt.

Nachdem die Kegelstümpfe auf die Grundringe gesetzt sind, werden die Zylinderschäfte aufgesetzt, welche den Pfeiler nun bis über die Wasserlinie bringen. In der Zone des wechselnden Wasserstandes sind die Säulen mit einem Asphaltanstrich ver-

sehen. Das Einsetzen geschieht, wie Abb. 4 zeigt, zwischen und mit Hilfe der drei Stahlgerüste, welche den Grundring flankieren. Etwa auf die untere Hälfte enthalten die Schäfte einen Schlitz, in welchen eine unter Wasser zu schüttende Versteifungswand eingreift, die die Fortsetzung der die Kegelstümpfe starr verbindenden Wand bildet. Die Stahlschalung für diese

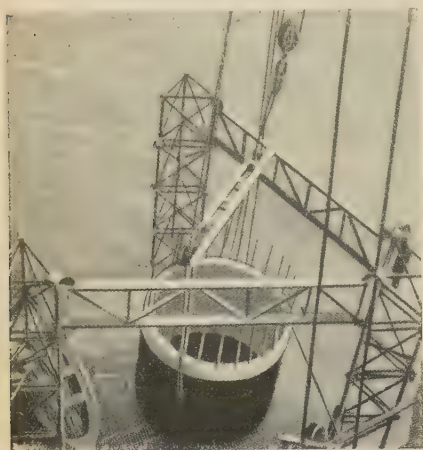


Abb. 4. Einsetzen eines Pfeilerschaftes.

Wand wird mit der Bewehrung zusammengebaut, abgesenkt und nach dem Betonieren und Erhärten unter Wasser gelöst und wieder gezogen.

Damit ist für den Pfeiler eine Wandung geschaffen, die aus durchweg 20 cm starkem hochwertigem und gut gepflegtem Beton besteht und nun anschließend mit Unterwasser-Schüttbeton in einem Arbeitsgang bis 1,50 m über Wasserspiegel verfüllt wird. Insgesamt werden

46 000 m³ Beton von der schwimmenden Betonstation, welche auf 90 m³ Stundenleistung installiert ist, eingebaut. Das Einbringen geschieht durch Trichter und Schüttrohre im Kontraktorverfahren. Als Zuschlagstoffe werden der besseren Schütteigenschaften wegen Fluß-Sand und Kies verwendet, obwohl an dieser Stelle gebrochenes Material billiger gewesen wäre.

Als letzter Arbeitsgang erfolgt der Einbau eines Stahlbeton-Fertigbalkens als oberer Hauptquerträger, der in die bis über 4 m über Wasser ragenden als Ortbeton hergestellten Pfeilerköpfe eingebunden ist.

Der sehr sorgsam vom Unternehmer und Auftraggeber durchgearbeitete Vorschlag ergab eine Ausführung, die trotz des Zusammenbaues aus Einzelteilen in jeder Phase des Baues gegen

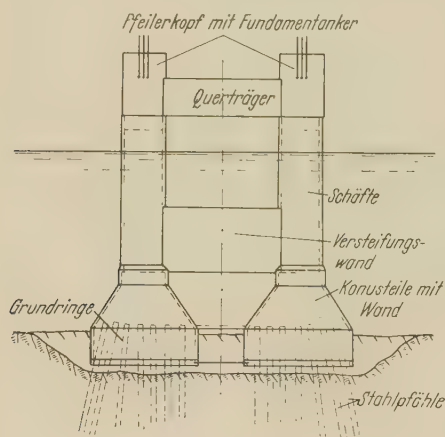


Abb. 5. Gesamtschema des Normalpfeilers.

die Strömung stabil ist, einen hochwertigen Beton der Mantelflächen ermöglichte, eine sichere arbeitsplanmäßige Disposition des Arbeitsablaufes infolge der zahlreichen gleichartigen Teile gestattete und durch die geschickte Montage die Genauigkeit der fertigen Fundamente völlig sicherstellt. Außerdem war diese technische Lösung bei einer Auftragssumme von rd. 60 Mio DM um 4,2 Mio DM billiger als das nächste Angebot. Die Arbeit wurde im März 1953 begonnen, die Fundamente sollen im Oktober 1955 und der Überbau bis Oktober 1956 fertiggestellt sein. [Nach Eng. News-Record 152 (1954) Nr. 9; Civil Engng. 24 (1954) Nr. 4 und Constr. Methods & Equipm. 36 (1954) Nr. 4.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

Getreidesilo in Spannbeton.

Als Teilstück einer Getreide-Trocknungs- und Speicheranlage von 7500 t Fassung der Dublin North City Milling Company verdient die Ausführung eines Getreidesilos von 2000 t Inhalt besondere Beachtung. Obwohl bei Zellsilos von kreisförmigem Querschnitt die Voraussetzungen für die Verwendung von

Spannbeton sehr günstig sind, gibt es doch verhältnismäßig wenig Bauwerke dieser Art.

Das Gesamtbild der Anlage (Abb. 1) zeigt von links nach rechts das neugeschossige, etwa 34 m hohe Maschinenhaus, den Silo und das Dach des Lagerspeichers.

Über Betrieb und maschinelle Ausstattung wird zunächst ein kurzer Überblick vorausgeschickt. Das lose oder in Säcken ankommende Getreide wird aus den Aufnahmetrichtern hoch gefördert und fällt nach Durchlaufen von Waagen und Reinigern wieder herab. Nach dieser ersten Reinigung wird es neuerlich auf Verteilungsrinnen oberhalb der Silozellen gehoben und in diese entleert. Dort kann das meist feuchte oder frische Getreide nur kurze Zeit lagern; es wird daher abgezogen und durch Zwillingsselevatoren über Waagen den Trocknern, dem wichtigsten Teil der maschinellen Anlage, zugeführt, nach deren Durchgang nochmals gewogen, wieder gehoben und durch Rinnen über den Silozellen nach dem Lagerspeicher gebracht. Alle Förderrinnen sind trogartig geschlossen ausgebildet und in diesen wird das Getreide durch eine endlos laufende Kette mit

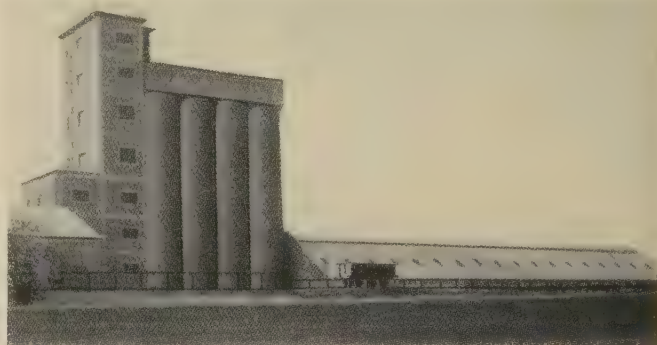


Abb. 1. Gesamtbild der Anlage.

seitlichen Flügeln bewegt. Zur Umlagerung des Getreides in dem Lagerspeicher dienen je ein Förderband und eine Saugleitung, die über einer Kammerreihe im Dachgeschoß untergebracht und durch ein Querband verbunden sind. Die Hauptbänder der Längsrichtung haben Abstreichwagen und die Saugleitungen Abzweige, so daß eine Abgabe oder Entnahme an jeder Stelle möglich ist. Durch die Saugleitung wird das Getreide nach einem Behälter gefördert, von wo aus es entweder lose verladen oder in andere Kammern des Speichers zurückgeführt werden kann. Durch umstellbare Verbindungen zwischen den verschiedenen Aufzügen und Förderrinnen kann das Getreide auch andere Wege als die beschriebenen nehmen. Die Leistungsfähigkeit der Anlage gestattet eine stündliche Aufnahme von 40 t Getreide, eine Trocknung von 8 t und eine Abgabe an die Mühle von 15 t. Der größte Teil der maschinellen Ausstattung wurde durch die MIAG Braunschweig geliefert und aufgestellt.

Die in den letzten Jahren außerordentlich gestiegenen Herstellungskosten von Silos in Süd-Irland, verursacht durch die Mehraufwendungen für Schalung, Bewehrung und Beton zwingen zu einer wirtschaftlicheren Ausführungsweise, die durch Verwendung fertiger Betonblocksteine in Verbindung mit vorgespannter Bewehrung gefunden wurde. Der Schutz, der an der Außenseite gelegenen Stahleinlagen durch Preßluft-Mörtel ist zuverlässiger als die Betondeckung bei üblicher Wandausbildung von Silozellen mit kreisförmigem, quadratischem oder sechseckigem Querschnitt, wo die Erfahrung gezeigt hat, daß nach einer Gebrauchsdauer von höchstens 25 Jahren eine voll-

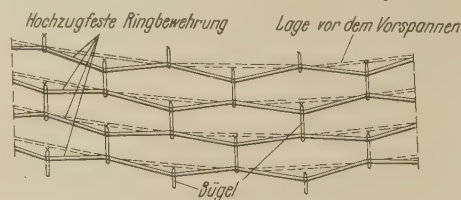


Abb. 2. Anordnung der Ringbewehrung.

ständige Erneuerung der Überdeckung der Stahleinlagen erforderlich war, welche dann in der Regel durch aufgespritzten Mörtel erfolgen mußte, der eine dichtere und weniger durchlässige Schutzschicht ergab. Die Herstellung dieser Deckung bei der Bauausführung im ersten Arbeitsgang bietet wirtschaftliche Vorteile.

Den örtlichen Verhältnissen entsprechend mußte die Vorspannung der Bewehrung auf der Baustelle mit ungeschulten

beitskräften ohne besondere Geräte ausgeführt werden können und ferner die mit einander verbundenen Zellenformen berücksichtigen (Abb. 2). Das ausgeführte Verfahren zur Vorspannung beruht auf dem Grundgedanken, daß eine kleine Rasteintragung in senkrechter Richtung in sicher verankerte Ringbewehrung eine erhebliche Spannungszunahme hervorruft.¹⁾ Mehrere Verfahren dieser Art wurden bearbeitet, das erste an einem kleinen Versuchssilo erprobt und für den Gebrauch weiter entwickelt. Durch einen Druckhebel (Abb. 3)

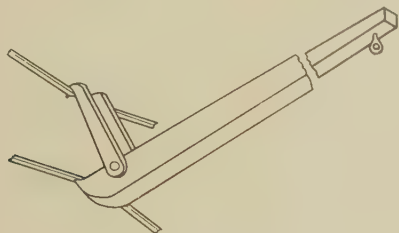


Abb. 3. Druckhebel zum Spannen der Bewehrung.

werden die Stäbe der kreisförmigen Ringbewehrung in bestimmten Punkten zusammengezogen und in dieser abgelenkten Lage durch Bügel von doppelter Haarnadelform festgehalten. Die Bügel können mit einem einfachen Werkzeug gebogen und gleichzeitig kalt verformt werden, so daß bei gesteigerter Festigkeit eine Kraft von etwa 230 kg aufgenommen werden kann. Dieses Verfahren ist äußerst einfach und kann durch ungelernete Arbeitskräfte ausgeführt werden.

Das Verhältnis der Spannung in der Ringbewehrung zu der den Bügeln auftretenden ist vom Sinus des Ablenkungswinkels abhängig, d. h. die Größe der Ablenkung bestimmt die Größe der Vorspannung in der Ringbewehrung. Ist die Verankerung der Ringbewehrung nachgiebig, so vergrößert sich der Ablenkungswinkel gegenüber dem vorgesehenen Maß und die Vorspannung in den Bügeln wächst. Die Vorspannung kann vom Torkretieren gemessen und Fehler berichtigt werden. Die Messungen brauchen nicht in engen Abständen ausgeführt zu werden, da sich das Netz der Ringbewehrung und Bügel selbsttätig in einen Gleichgewichtszustand einstellt und die stärker gespannten Teile der Ringbewehrung Spannung an die schwächer gespannten abgeben. Der Grad der Vorspannung wird bestimmt durch die Größe der Kraft, die der Spannhebel übertragen kann. Die zwischen Ringbewehrung und Beton auftretende

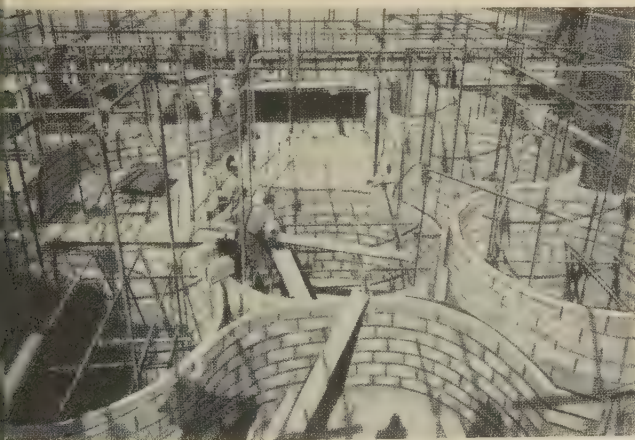


Abb. 4. Silozellen in Ausführung.

Reibung vermindert zwar die Kraft, doch treten beim Ansetzen des Hebels Seitenkräfte auf, welche die Bewehrung vom Beton wegziehen und hierdurch wieder die Reibung verringern. Während der ausgeübten Vorspannung wird die Ringbewehrung stärker abgelenkt als dies später durch die Bügel geschieht und es wird auf diese Weise eine zusätzliche Spannung in die Ringbewehrung eingeführt.

Zur Zeit der ersten Versuche war Stahl mit hoher Zugfestigkeit nicht in ausreichendem Maße greifbar und es wurde daher an verdrillter Stahl verwendet. Später war galvanisierter Stahl mit hoher Zugfestigkeit verfügbar, der eine zusätzliche Sicherheit gegen Rostgefahr bot. Auch die Bügel wurden in derartem Stahl ausgebildet, obwohl sich hier ein Schutz gegen Rostgefahr erübrigt, da die Bügel nach aufgespritzter Betonschale

keinerlei Wirkung mehr auszuüben haben und lediglich günstig zur Verteilung der Schwindspannungen wirken. Für den ersten Versuchssilo wurden besonders gekrümmte Betonformsteine verwendet. Eine Kostenermittlung ergab, daß die Verwendung solcher Steine bei Silos mit weniger als 10 000 t Fassungsvermögen unwirtschaftlich ist und es wurden daher bei der Ausführung Blocksteine üblicher Quaderform von 45/7/22,9/11,4 cm Größe verwendet (Abb. 4). Bei Zellsilos mit kreisförmigem Querschnitt von 3,66 m und größerem Durchmesser sind die Abweichungen zwischen Kreisform und dem vieleckigen inneren Umfang belanglos. An der Außenseite hat die Verwendung gerader Blocksteine eine größere Stärke der Schutzschicht zur Folge. Zur Herstellung der Steine wurde besonders guter Beton verwendet und die Steine in Zementmörtel vermauert. Die Silozellen haben 3,61 m inneren Durchmesser und sind 22,56 m hoch. Auf Steinhöhe sind 2 Lagen Ringbewehrung angeordnet,

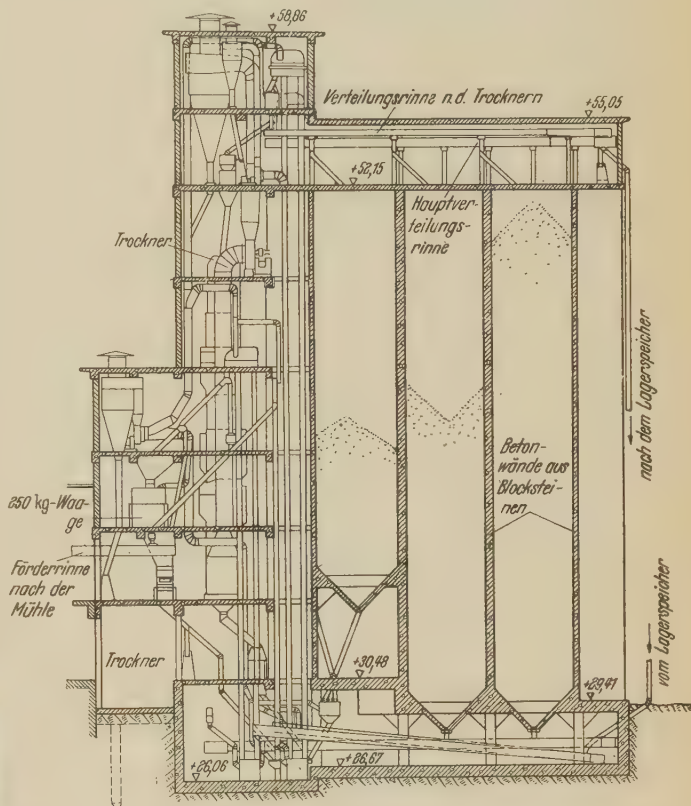


Abb. 5. Längsschnitt.

im oberen 3,05 m hohen Teil nur eine. Die errechnete Vorspannung der Ringbewehrung beträgt 7875 kg/cm² und ergibt eine Betondruckspannung von 11,3 kg/cm² für die 5,1 cm starke Betondeckschicht. Die in 22,9 m Entfernung angebrachten Bügel passen sich dem Blockmauerwerk an.

Von den zwei zur Herstellung des Silos vorgeschlagenen Entwürfen war der eine für sechseckige Zellenform mit gewöhnlicher Bewehrung, der andere für kreisförmigen Querschnitt mit vorgespannten Stahleinlagen vorgesehen. Die Kosten für die zweite Ausführungsweise lagen um etwa 25 v. H. unter der ersten. Für die Spannbetonzellen wurden verarbeitet 1473 kg hochzugfester Stahl für die Ringbewehrung und etwa 400 kg Betonstahl für die Bügel mit Gesamtkosten von rd. 15 000,— DM für Lieferung und Einbau. Demgegenüber hätte die sechseckige Zellenform rd. 23 400 kg üblichen Betonstahl mit Aufwendungen von 24 000,— DM erfordert. Der durchschnittliche Baufortschritt der gleichzeitig in Angriff genommenen 11 Zellen betrug wöchentlich 1,83 m und hatte eine Höchstleistung von 3,33 m.

Die Tieferlegung der Zellausläufe verbunden mit einer Verringerung der Gebäudehöhe haben zur Gründung des Bauwerkes auf einer starken Stahlbetonplatte geführt, die auf einer etwa 4,30 m unter Gelände gelegenen Lettschicht ruht. Der Gebäudeschnitt (Abb. 5) zeigt, daß sich die Zellen auf eine kräftige Tragplatte in Geländehöhe stützen und Auslaufrichter und Sammelrinnen im Kellerschloß untergebracht sind. Die ursprünglich für sechseckige Zellen entworfene Gründung bedingt bei kreisförmigem Querschnitt für die mittlere Zellenreihe eine etwas verzogene elliptische Querschnittsform (Abb. 6). Die Auslaufrichter wurden als Fertigteile in Stahlbeton hergestellt und liegen in den drei dem Maschinenhaus benach-

¹ Vgl. Kammüller: Der Bauingenieur 28 (1953), S. 128.

orgesehen. Durch günstige Anordnung der Oberlichter in verhältnismäßig kleinem Abstand voneinander ist für größte Tageslichteinwirkung gesorgt. Es wird außerdem eine zusammenhängende Firstentlüftung angeordnet.

Sowohl eingeholte Vergleichskostenangebote als auch Schätzungen der Verwaltung ergaben, daß Spannbeton für die Decke billiger war als gewöhnlicher Beton. Die Decke besteht (Abb. 5) aus dicht nebeneinanderliegenden auf dem Bauhof



Abb. 4. Pier C in Hoboken, N. Y., im Bau.

orgespannten Stahlbetonträgern von 74 cm Breite, 30 cm Höhe und 5,95 m Länge. Sie werden mit Rundstahl hoher Reißfestigkeit von 8 mm ϕ vorgespannt. Sie liegen auf Balken von 6,56 m Stützweite auf, die an Ort und Stelle bemörtelt werden. Zwischen den vorgespannten Trägern sind Längsnuten vorgesehen, die nach dem Verlegen mit Beton verossen werden. Auf die Decke wird nachher ein bituminöser Fußbodenbelag von 5 cm Stärke aufgebracht.

Rund um den Pier werden in 2,13 m Abstand voneinander Reibepfähle aus sehr hartem und dem Befall durch die Holzbohrmuschel nur wenig ausgesetzten Greenheartholz gerammt. Das ganze Bauwerk gibt mit den langen Stahlpählen aber selber etwas nach, so daß Stöße beim Anlegen von Schiffen keinen Schaden anrichten können.

Bemerkenswert und bei uns neuartig ist das in Amerika schon oft angewandte Verfahren der Bekämpfung der Korrosion von Stahl auf elektrolytischem Wege¹). Ungeschützte Stahlpfähle korrodieren auf Grund von an Ort und Stelle durchgeführten Versuchen direkt unterhalb des mittleren Niedrigwasserspiegels rd. 0,08 bis 0,10 mm im Jahr, tiefer im Wasser weniger. Als Schutzmittel wurden kostenmäßig verglichen eine Betonummantelung, ein dicker Bitumenanstrich und das elektrolytische Schutzverfahren. Dabei zeigte es sich, daß das Letztgenannte am billigsten war. Bei diesem werden (Abb. 6) etwa 200 Graphitanoden unterhalb des MNW zwischen den Pfählen ins Wasser gehängt. Diesen Anoden wird

¹ Vgl. Reimer: Bauingenieur 26 (1951) S. 286 und Naumann: Bauingenieur 28 (1953) S. 104.

von auf den Untergurten der Binder montierten Gleichrichtern Strom von 10—15 Volt zugeführt. Das Flußwasser wirkt so als Elektrolyt und die Pfähle als Kathoden. Die Anoden sind

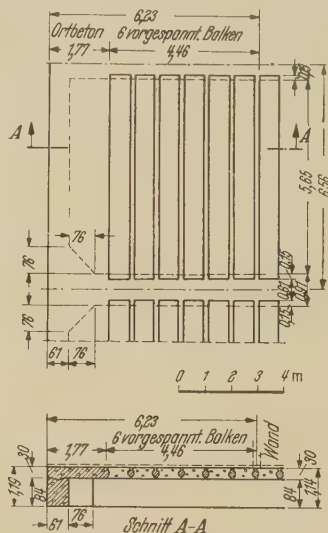


Abb. 5. Grundriß und Querschnitt der Spannbetondecke.

nach einer Reihe Jahre zerstört und müssen dann erneuert werden.

Die Pfähle sind anfangs durch einen Bitumenkaltanstrich geschützt. Im Laufe der Zeit setzt der kathodische Schutz an Stellen ein, wo der Anstrich inzwischen zerstört ist. Dort

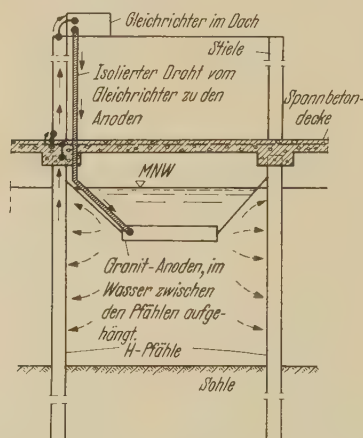


Abb. 6. Elektrolytischer Korrosionsschutz der Stahlpfähle. Schematische Darstellung.

lagert sich ein Salz an, das die Stahlpfähle vollkommen vor der Korrosion schützt, so daß die Lebensdauer der Pfähle praktisch eine uneingeschränkte sein sollte. Die Kosten für das Vorhalten der Anlage und den Strom betragen etwa 3 Dollar je Pfahl und Jahr. [Nach Civ. Eng. 94 (1954) S. 50.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

E. Brandenberger, H. Preis und H. E. Tuchschnid, Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Zürich, und C. F. Kollbrunner, Techn. Kommission des V. S. B., Zürich: **Untersuchungen zur Frage der inneren Vergütung von Mehrlagen-Schweißungen.** Zweiter Bericht der T. K. V. S. B. über Schweißen (= Mitt. der T. K. V. S. B., Nr. 9). 88 S., Gr. 22,5 × 15,5 cm, mit 38 Abb. Zürich: Verlag V. S. B. 1954.

Das für die Schweißtechnik im Stahlbau wichtige Verfügtungsproblem wird an Hand der Ergebnisse einer Forschungsarbeit erörtert, und zwar handelt es sich um systematische Untersuchungen an Makro- und Mikrogefügen von 4 Typen von Schweißnähten, die jeweils in mehreren Lagen hergestellt wurden. Durch Wärmebeeinflussung im festen Zustand entstehen neben dem ursprünglichen Gußgefüge Schichten mit Umkörnungsgefüge, welches letzteres jedoch nicht in allem dem

Gefüge infolge Normalisierung entspricht. Somit kann auch nicht ohne Einschränkung von einer Selbstvergütung gesprochen werden.

Zuletzt findet man in der kleinen lesenswerten Schrift Wichtiges über Beeinflussung des Gasgehaltes im Schweißgut in Abhängigkeit vom Aufbauvorgang und über die Verteilung der Härtegrade in den einzelnen Schweißlagen. Wie weit der entwerfende Ingenieur sowie der Betriebsfachmann die geschilderten Umstände zu beachten hat, kann ebenfalls aus dem — in vorzüglichem Druck erschienenen — sehr lesenswerten Buch entnommen werden.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Steinhardt, Prof. Dr.-Ing. O., und Obering. Dr.-Ing. K. Möhler: **Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau**, 1. Teil (= Berichte des Deutschen Aus-

schusses für Stahlbau, herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Heft 18). 40 S., Gr. DIN A 4, mit 32 Abb. Köln: Stahlbau-Verlags-G. m. b. H. 1954. Brosch. 9,— DM.

Als Heft 18 sind nunmehr die Ergebnisse der in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Techn. Hochschule Karlsruhe durchgeführten Versuche veröffentlicht worden. Nach Betrachtungen über die Beanspruchung der Schrauben beim Anziehen wird der Gleitwiderstand der Verbindungen bei verschiedener Behandlung der Berührungsfächen untersucht. Weiter wird das Verhalten und die Tragfähigkeit einfacher Flachblechverbindungen sowohl bei statischer als auch bei schwelender Zug- und Druckbelastung behandelt. Dehnungsmessungen in den Lochquerschnitten und Versuche über die Änderungen der Schraubenspannungen bei ein- und mehrmaliger Belastung beschließen den Bericht. Als Ergebnis ihrer bisherigen Beobachtungen machen die Verfasser Vorschläge für die Bedingungen, unter denen hochfeste Schrauben im Stahlhoch- und Brückenbau an Stelle von Nieten verwendet werden können.

Versuche und Bericht zeichnen sich durch große Sorgfalt und gute Darstellung aus. Das Studium des Heftes kann daher allen, die sich mit der Verwendung hochfester Schrauben im Stahlbau zu befassen haben, bestens empfohlen werden.

W. Schmid, Baden b. Wien.

Dehnert, Dr.-Ing. Hans, Regierungs- u. Baurat a. D., o. Prof. an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden: Schleusen und Hebewerke (Handbibliothek für Bauingenieure, Neue Reihe). VIII, 340 S., Gr.-8°, mit 320 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag 1954. Gln. 45,— DM.

Als einer der ersten Bände der neuen Reihe der Handbibliothek für Bauingenieure erschien nunmehr Dehnert „Schleusen und Hebewerke“ an Stelle des veralteten 1921 herausgekommenen Werkes von Engelhard über „Kanal- und Schleusenbau“.

Neben einem Abschnitt über Gestaltung und Berechnung der Schleusen geht der Verfasser auf das Füllen und Leeren und die Wassersparnis durch Sparbecken ein. In einer umfassenden 85 Seiten starken Zusammenstellung werden sodann die verschiedenartigen (einschließlich der modernen) Schleusentore und Umlaufverschlüsse behandelt. Danach geht er auf Bauausführung, Ausrüstung und Betrieb der Schleusen und Schleusenvorhöfen über. Besonders zu erwähnen ist auch eine geschichtliche Übersicht über die Entwicklung der Schleusen. Zum Schluß wird auf 54 Seiten eine genaue Beschreibung nebst kritischer Bewertung der verschiedenen Bauformen der bisher vorgeschlagenen und schon erstellten Hebewerke gebracht. Es ist als eine verdienstvolle Aufgabe zu bezeichnen, daß der Verfasser die vielen, besonders in den letzten 50 Jahren erfolgten Schleusen- und Hebewerksbauten, über die zahlreiche Veröffentlichungen in der Fachpresse vorliegen, einmal zusammenfassend und kritisch in Buchform dargestellt hat.

Ein über 450 Beiträge umfassendes Schrifttumsverzeichnis bringt alle wichtigen neueren Aufsätze über dieses Stoffgebiet. Das Buch ist reich bebildert. Seine Ausstattung muß als besonders gut bezeichnet werden. Es wird sowohl dem Studierenden als Einführung in dieses Fachgebiet dienen, als auch dem Fachmann eine wertvolle Fundgrube für Entwurf, Bau und Betrieb von Schleusen und Hebewerken sein.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Kézdi, Arpád: Talajmechanika (Bodenmechanik). Lehr- und Handbuch für Studium und Praxis. Bd. I. 1952, 560 S., 543 Abb., Bd. II 1954, 465 + XII S., 440 + 27 Abb. Format etwa 16,5 · 23,5 cm. Budapest: Tankönyvkiadó (Lehrbuchverlag).

Das zweibändige Werk ist eines der umfangreichsten und gründlichsten Werke, das über die Bodenmechanik bisher erschienen ist. Die an vielen Stellen verstreute Fachliteratur der ganzen Welt — einschließlich Rußlands — wird zu einem erstaunlich großen Teil ausgewertet und mit den eigenen Überlegungen des Verfassers in Zusammenhang gebracht, wobei das Hauptgewicht auf die theoretische Unterbauung der vorkommenden Erscheinungen gelegt wird. Der erste Band befaßt sich mit den physikalischen Eigenschaften der Böden und ihrer experimentellen Bestimmung sowie der theoretischen Bodenmechanik, der zweite Band mit den Anwendungen der Bodenmechanik bei der Erkundung des Baugrundes, der Berech-

nung von Gründungen, der Ermittlung der Grundwasserströmung und der Baugrundverbesserung sowie im Straßenbau und mit den dynamischen Wirkungen auf den Untergrund. Der deutsche Leser kann dem gewichtigen Werk auch ohne Kenntnisse des Ungarischen infolge der zahlreichen Abbildungen und der zum Glück international verständlichen Formeln manche aufschlußreiche Einzelheiten entnehmen.

E. Schultze, Aachen.

Chwalla, Prof. Dr. techn. habil., Dr.-Ing. E. h. Ernst: Einführung in die Baustatik. Neudruck der zweiten, verb. u. erg. Aufl., 276 S., mit vielen Abb. (fotomechanischer Schreibmaschinenudruck). Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH. 1954. Hln. 12,— DM.

Schon ein Blick auf das umfangreiche Inhaltsverzeichnis läßt erkennen, daß der Titel des Buches mit seinem Inhalt nur in Einklang zu bringen ist, wenn man den Begriff Baustatik sehr weit faßt. Es werden alle Fragen der Statik und Festigkeitslehre, vor die sich der Bauingenieur gestellt sehen kann, mit einer bewundernswerten Gründlichkeit und Klarheit erörtert.

Einer eingehenden Auseinandersetzung mit den Grundbegriffen der Statik folgt mit zahlreichen Beispielen die Gliederung der Tragwerke, die Untersuchung ihrer Stabilität und Brauchbarkeit. Sodann wird der Leser mit den Spannungs- und Formänderungszuständen des Kontinuums, der klassischen Elastizitätslehre (Platten- und Schalenstatik) und der technischen Biegelehre bekanntgemacht. Recht ausführlich werden auch die mit der Torsion von Stäben auftretenden Fragen erörtert. Ein letzter Abschnitt beschäftigt sich mit den Werkstoffeigenschaften von Holz, Beton, Stahl und Leichtmetall, mit den verschiedenen Fließ- und Bruchhypothesen sowie mit den Problemen der Dauerfestigkeit und Sicherheit.

Mit seiner „Einführung in die Baustatik“ hat der Verfasser bereits während des Krieges den Studenten und jungen Ingenieuren einen wertvollen Wegweiser gegeben, und es ist ein besonderes Verdienst des Deutschen Stahlbau-Verbandes, daß er durch die Neuausgabe das Werk wieder weiten Kreisen zugänglich gemacht hat.

E. Kohl, Braunschweig.

Stüssi, Dr. sc. techn. Fritz, o. Prof. für Baustatik, Hoch- und Brückenbau in Stahl und Holz an der Eidgen. Techn. Hochschule in Zürich: Vorlesungen über Baustatik. 2. Band, Statisch unbestimmte Systeme. 313 S., Gr.-8°, mit 217 Abb. Basel / Stuttgart: Verlag Birkhäuser. 1954. Gln. 37,45 DM, brosch. 33,30 DM.

Der 2. Band der Baustatik umfaßt ausschließlich die statisch unbestimmten Systeme, nachdem im ersten Abschnitt als Grundlage zu deren Berechnung die Formänderungsaufgabe des ebenen Tragwerks mit Hilfe der Arbeitsgleichung behandelt wird. In der allgemeinen Lösung kommen sowohl die Kraftmethode als auch die Deformationsmethode zu ihrem Recht und werden kritisch miteinander verglichen. Die Auflösung der allgemeinen Elastizitätsgleichungen nach dem von Gauß angegebenen Rechenschema wird ausführlich dargestellt, und es wird eine abgekürzte, für die praktische Rechnung zweckmäßiger Weg gewiesen. Eingehend wird auch dargelegt, wie durch die Einführung statisch unbestimmter Hauptsysteme und stufenweise Fortschreiten zu Tragwerken höherer Unbestimmtheit die allgemeine Auflösung der Elastizitätsgleichungen umgangen werden kann. Als Beispiele vollwandiger Tragwerke werden der durchlaufende Balken auf festen und elastischen Stützen, Bogenträger und Rahmensysteme (Vierendeel-Träger und Stockwerkrahmen) behandelt. Weitere Abschnitte sind den durch Stabbogen oder Hängegurtung verstärkten Balken, insbesondere der echten Hängebrücke, gewidmet. Der letzte Teil befaßt sich mit häufiger vorkommenden statisch unbestimmten Fachwerken und den Nebenspannungen in Fachwerken.

Die Darstellung ist vorbildlich klar und enthält viele wertvolle Hinweise für die praktische Rechnung, so daß das Werk nicht nur zum Studium sehr geeignet ist, sondern auch den praktisch tätigen Statiker manche Anregung geben wird.

E. Kohl, Braunschweig.

Friedrich †, Wilhelm: Tabellenbuch für Bau- und Holzgewerbe. Zum Unterricht in Fachkunde, Fachrechnen und Fachzeichnen der Berufs-, Handwerk- und Fachschulen sowie zur eigenen Fortbildung und zum praktischen Gebrauch (= Fach- und Tabellenbücher, herausgegeben von

Dir. Wilhelm Friedrich), Ausgabe B. Bearbeitet von Paul Vogstert und Adolf Teml. 171.—180. Tausend, vollst. umgearb. u. verb. Auflage, 224 S., Gr. DIN A 5, mit zahlr. Abb. Bonn: Ferd. Dümmlers Verlag 1954. Geb. 5,80 DM, Schulpreis 4,80 DM.

Die neue Auflage wurde zwecks Anpassung an die neue Normung und Maßordnung überarbeitet. Dabei wurde auch eine Reihe neuer Tafeln aufgenommen und das Sachwörterverzeichnis erweitert. Leider ist die DIN-Norm 4114 (Knicken, Beulen usw.), die schon im Juli 1952 erschien, nicht berücksichtigt, so daß die gebrachten Knickzahlen ω für Flußstahl überholt sind.

A. Troche, Hannover.

Schriftenreihe des Institutes für Ausbautechnik im Hochbau der Technischen Hochschule Dresden. Herausgegeben von Prof. Heinrich Rettig. Heft 1. Rettig: Ersparnisse und Verbesserungen durch eine Entflechtung der Bauarbeiten. 40 S., Gr. DIN A 5, mit 34 Abb. Heft 2. Rettig-Heinicke-Hempel: Verlauf und Grenzen der Kostenreduktion bei verschiedenen Bauteilen des Roh- und Ausbaus durch Normung und Massenfertigung. 47 S., Gr. DIN A 5, mit 14 Abb. Heft 3. Rettig: Baukunst und Massenfertigung. 38 S., Gr. DIN A 5, mit 35 Abb. Leipzig: G. Teubner Verlagsgesellschaft 1954. Kart. 3,20 DM je Heft.

Verschiedenes.

Hamann, Berlin-Frohnau, 70 Jahre alt.

Am 14. Februar 1955 vollendete Dipl.-Ing. Martin Hamann sein 70. Lebensjahr.

Der gebürtige Berliner studierte an der Technischen Hochschule Charlottenburg und war anschließend Assistent bei Professor Müller-Breslau. Später war er jahrzehntelang Direktor namhafter Berliner Stahlbau-Firmen. Seit 1948 vertritt H. die Interessen der Westberliner Stahlbau-Firmen und ist in dieser Eigenschaft auch Mitglied des Ausschusses Bauwirtschaft der Industrie- und Handelskammer zu Berlin. Der Stahlbau besitzt in Martin Hamann einen Vertreter, der sich, gestützt auf umfassendes Fachwissen, mit allem Nachdruck für die Belange des Stahlbaues einsetzt und der an seiner zweckvollen Anwendung und Förderung wesentlichen Anteil hat.

Der Jubilar erfreut sich allseitiger Wertschätzung. Seine Fachgenossen wünschen ihm auch für die Folge bestes Wohlergehen.

Georg Meier, Berlin-Tempelhof.

Fritz l'Allemand 70 Jahre alt.

Am 21. März 1885 in Wien geboren, studierte l'Allemand an der TH. seiner Geburtsstadt und begann im Frühjahr 1908 nach der zweiten Staatsprüfung als Statiker bei einer Berliner Stahlbau-Firma. Nach seiner einjährigen Dienstzeit war er 1909 bis 1911 ständiger Assistent bei Prof. Siegmund Müller am Lehrstuhl für Statik der Baukonstruktionen in Charlottenburg. Bis zum ersten Weltkrieg arbeitete er als Statiker und Konstruktionsingenieur in Hannover, Wesel, Königsberg und zuletzt in Kassel. Während des 1. Weltkrieges fand er zunächst an der serbischen und galizischen Front, später als Batterieführer am italienischen Abschnitt. Darauf war er Beringenieur bei der HUTA in Breslau, promovierte 1921 an der Technischen Hochschule Dresden mit der Schrift: Beitrag zur Berechnung der Nebenspannungen von Fachwerk-Zweiecken (Ref. Prof. Dr.-Ing. K. Beyer und Prof. Dr.-Ing. W. Gehler). Sein Lebensweg führte ihn weiter 1922 nach Dresden, wo er zunächst sieben Jahre hindurch als Geschäftsführer bei der Firma Walter Rude war, um sich dann 1930 selbständig zu machen. Jahr für Jahr konnte er sein junges Unternehmen weiter auf- und ausbauen. Die Dresdner Schreckensnacht am 13. Februar 1945 vernichtete sein Lebenswerk, denn er konnte nicht verhindern, daß sein Technisches Büro und auch seine Wohnung in Flammen aufgingen. Der damals 60jährige begann den Wiederaufbau der Firma, die jetzt auf ein 25jähriges Bestehen zurückblicken kann.

F. l'Allemand zählt seit der Gründung des Bauingenieurvereins dessen Mitarbeitern. Außer einer größeren Zahl von Kurzen technischen Berichten findet man in dessen Bänden u. a. die folgenden Aufsätze: Bunker für Großraumförderung im Braun-

Die Schriftenreihe will den Weg bereiten helfen, die Technik des Bauens rationeller zu gestalten. Die Einzelhefte sind knapp gefaßt und berücksichtigen praktische Aufgaben.

Heft 1 erläutert die ersten Stufen der Rationalisierung: Vereinfachung der Konstruktion und Ordnung des Arbeitsablaufes. Heft 2 zeigt an Beispielen aus der Praxis, wie hoch die Ersparnisse bei Serien- und Massenfertigung sein können. Heft 3 zeigt die Anwendungen der aus einem Überblick über die Stilperioden gewonnenen Erkenntnisse auf die Gegenwart.

Die Hefte enthalten reiche Erfahrungen, die den Interessenten von Nutzen sein werden.

F. Schleicher, Dortmund.

Bauleistungsbuch, Band II, Heft 13, Anstriche, mit Anhang: Klebearbeiten (Wandbekleidung). Herausgegeben vom Hauptverband des deutschen Malerhandwerks und ausgearbeitet auf der Grundlage der VOB., Teil C, Allgemeine Technische Vorschriften (ATV.) DIN 18 363, Anstricharbeiten, in Verbindung mit dem Bund Deutscher Architekten (BDA.) und dem Deutschen Architekten- und Ingenieurverband (DAI.). 5. Aufl., 67 S., Gr. DIN A 5. Köln-Braunfeld: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller 1954. Kart. 2,90 DM.

Straßen zwischen Nord und Süd in Schleswig-Holstein. Folge 2, Dezember 1954. Herausgegeben vom Landesamt für Straßenbau Schleswig-Holstein. 91 S., Gr. DIN A 4, mit 128 Abb.

Lauterburg, B.: Der Einfluß von Poren in geschweißten Stoßnähten. Dritter Bericht der T.K.V.S.B. über Schweißen (= Mitt. der T.K.V.S.B. Nr. 11). 38 S., Gr. 15,5 · 22,5 cm, mit vielen Abb. Zürich: Verlag V.S.B. 1955.

kohlenbergbau 4 (1923) S. 198; Neuere Beton- und Eisenbetonbauten 8 (1927) S. 207; Der Um- und Erweiterungsbau der OPD. in Dresden 10 (1929) S. 151; Flachgründungen auf schlechtem Boden 11 (1930) S. 186; Zur Beurteilung angemessener Preise 12 (1931) S. 723; Gegenwarts- und Zukunftsaufgaben in der amerikanischen Bauindustrie 13 (1932) S. 341.

Die Herausgeber wünschen dem Jubilar, daß er noch recht lange mit Erfolg tätig sein kann, und daß auch seine Freundschaft für den Bauingenieur erhalten bleiben möge.

F. Schleicher, Dortmund.

Direktor Hans Roth — 70 Jahre alt.

Es spricht offenbar für den Beruf des Stahlbauers, daß viele seiner prominenten Vertreter in den letzten Jahren ihren 70. Geburtstag in voller Frische und Rüstigkeit feiern konnten. In dieser Reihe folgte am 4. März 1955 Direktor Hans Roth, der in verantwortlicher Stellung bei der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, die rasante Entwicklung des Stahlbrückenbaues der letzten Jahrzehnte in vorderster Front nicht nur mitgemacht, sondern auch maßgeblich beeinflusst hat.

Als Zwanzigjähriger trat Roth nach Absolvierung der Kreisrealschule in Regensburg und der damaligen Königlichen Industrieschule München in die Dienste der MAN, so daß er in diesem Jahre gleichzeitig sein 50jähriges Dienstjubiläum dort feiern kann, obwohl er im Jahre 1953 in den wohlverdienten Ruhestand trat, was ihn, den rastlos Schaffenden, jedoch nicht hindert, seiner Firma und seinen Mitarbeitern mit Rat und Tat weiter zur Seite zu stehen.

Neben seinen fachlichen Leistungen, die Roth in den 50 Jahren seiner Berufsarbeit zu einem im In- und Ausland geschätzten Brückenbauer haben werden lassen, sind es aber auch seine menschlichen Qualitäten, seine Einfachheit und Geradheit, seine Hilfsbereitschaft und stete Sorge um die ihm Anvertrauten und seine Güte, die ihm viele Freunde gewonnen haben.



Das Vertrauen, das ihm von allen Seiten wegen seines vornehmen Charakters und seiner unbedingten Zuverlässigkeit entgegengebracht wurde, hat seinen sichtbaren Ausdruck darin gefunden, daß Roth seit 1948 ohne Unterbrechung den Vorsitz in der hessischen Stahlbauvereinigung inne hat und seit der Neugründung des Deutschen Stahlbau-Verbandes 1951, an der er wesentlichen Anteil hatte, dessen stellvertretender Vorsitz ist. Alle, die im engeren Verbandsleben mit Roth in Berührung kommen, wissen seine ausgleichende und immer gerechte Art, seine stets vermittelnde und besonnene Verhandlungsweise, sein tiefes menschliches Verstehen und seine unermüdliche Arbeitskraft im Dienst der Allgemeinheit besonders zu schätzen.

Daß Hans Roth und seine treue Lebensgefährtin, die Freud und Leid stets mit goldenem Humor mit ihm geteilt hat und deshalb an seinem Ehrentag genannt werden muß, sich heute des Glücks zweier Enkelkinder erfreuen dürfen, mag ein Trost sein im Leid, das die Ungewißheit um das Schicksal des einzigen in russischer Kriegsgefangenschaft vermißten Sohnes über die Familie Roth gebracht hat. Mögen dem Siebzigjährigen, dem man sein Alter nicht ansieht, noch viele Jahre ungetrübter Schaffenskraft, aber auch der wohlverdienten Ruhe und Besinnlichkeit beschieden sein.

W. Wolf, Köln.

A. Albrecht, Basel †.

Alfred Albrecht, Direktor der Basler Stahlbaufirma Buss A.-G., ist am 29. November 1954 gestorben.

Im Jahre 1896 in St. Gallen geboren, besuchte er daselbst die Primar- und Mittelschule, um anschließend 1916—1920 an der ETH in Zürich das Studium des Bauingenieurwesens zu absolvieren. In den Jahren 1920—1923 arbeitete der junge Diplomingenieur in Zürich, Basel, Straßburg und Paris. 1923 rief ihn die Firma Buss A.-G. nach Basel zurück, um ihm die Stelle des Bureauchefs der Stahlbau-Abteilung und 1929 des Obergeringens und später die Leitung der ganzen Stahlbau-Abteilung zu übertragen.



Die Periode der Materialknappheit zu Beginn des Krieges führte zur starken Entwicklung der Verbundbauweise, an der Alfred Albrecht maßgebend beteiligt war. Unter seiner Leitung entstanden Eisenbahn- und Straßenbrücken, Stauwehre und viele Hoch- und Industriebauten. 1948 übernahm er die ihm angebotene Direktion der Buss A.-G., was zur Aufgabe des inzwischen zu schöner Entfaltung geführten eigenen Ingenieurbureaus zwang. Seit

diesem Zeitpunkt hat sich die Buss A.-G. auf dem Gebiete des Stahlbaues, des Stahlwasserbaues und des Druckrohrleitungsbaues außerordentlich stark entwickelt, was in erster Linie der zielbewußten Leitung des Verstorbenen, der keine Schonung, nur vorbildliche und restlose Pflichterfüllung kannte, zu verdanken ist. So wurden in der Schweiz, in Europa und in überseeischen Gebieten bedeutende Bauwerke ausgeführt.

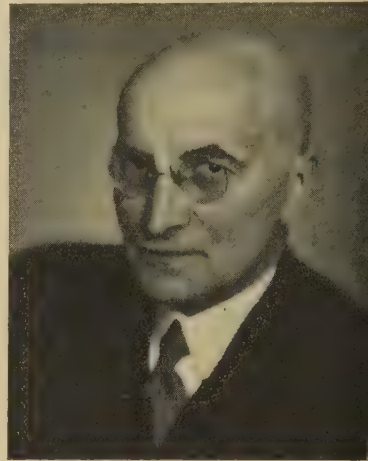
Ungeachtet der starken Belastung hatte Albrecht stets freie Zeit für die Anliegen seiner Mitarbeiter und Untergebenen, war er doch ein Vorgesetzter von hervorragenden menschlichen Qualitäten. Er wußte mit seinen Mitmenschen in jener liebenswürdigen und gütigen Art umzugehen, die überall Freude und Hochachtung verbreitet. Stunden wahren Glückes und voller Zufriedenheit verbrachte Albrecht im Kreise seiner geliebten Familie bei Musik, Literatur und Kunst.

K. Hofacker, Zürich.

Prof. Carl Pirath †.

Carl Pirath, ordentlicher Professor für Eisenbahn- und Verkehrswesen und Direktor des von ihm gegründeten verkehrswissenschaftlichen Institutes der Technischen Hochschule Stuttgart, ist am 23.1.1955 im 71. Lebensjahre gestorben, nachdem er sich von einem schweren Verkehrsunfall langsam zu erholen schien. Er wurde Ende Oktober vor seiner Wohnung von einem auf abschüssiger Straße heranbrausenden Radfahrer angefahren.

Mit Prof. Pirath ist einer der bedeutendsten Verkehrswissenschaftler von uns geschieden. Er hat sich die technischen, volkswirtschaftlichen und betriebswirtschaftlichen Zusammenhänge zwischen den einzelnen Verkehrsmitteln: Eisenbahn, Kraftwagen, Schifffahrt und Luftfahrt zur Aufgabe gemacht und seine Forschungen in seinem Hauptwerk „Die Grundlagen der Verkehrswirtschaft“ niedergelegt. Auch für die Lösung der Probleme der Raumordnung hat Pirath insbesondere durch seine Schriften „Das Raumzeitsystem der Siedlungen“ und „Verkehrsprobleme und Landesplanung im Wirtschaftsgebiet Stuttgart — Heilbronn“ neue Wege gewiesen. Das im März erscheinende Taschenbuch für Bauingenieure enthält seine Beiträge „Verkehrswirtschaft“ und „Flugbetrieb, Linienführung und Flughäfen des Luftverkehrs“.



Phot.: Illenberger, Stuttgart

Bei aller Vertiefung in die einzelnen Gebiete verstand Pirath stets, das Verkehrswesen als ganzes anzusehen. I. Wissenschaftlichen Beirat des Bundesverkehrsministers war einer der führenden Köpfe. Die vielseitige und grundlegende Forschertätigkeit Piraths fand ihre Anerkennung durch die Dr. rer. pol. h. c. der Universität Mainz und des Dr.-Ing. E. der Technischen Hochschule Hannover.

Prof. W. Müller, Aachen.

H. Fuchs Dr.-Ing. E. h.

Der Senat der Technischen Universität Berlin hat dem Vizepräsidenten der Rhein-Main-Donau Aktiengesellschaft, München, Dr.-Ing. Heinz Fuchs, die Würde eines Dr.-Ing. Ehre halber verliehen.

J. Müller, Essen, Dr.-Ing. E. h.

Herrn Dipl.-Ing. J. Müller, Essen, ist in Anerkennung seiner Verdienste um die technische Entwicklung des Stahlbetonbaues und um die Geltung der deutschen Bautechnik Ausland die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden.

Die große schweißtechnische Tagung 1955

findet vom 13. bis 16. Juni 1955 im Kongressaal auf dem Messegelände in Frankfurt a. M. statt. Aus dem reichhaltigen Vortragsprogramm seien die folgenden Themen erwähnt:

- Das Schweißen warmfester Stähle und die dadurch gegebenen neuen Anwendungsmöglichkeiten;
- Gütesteigerung der Schweißwerkstoffe als Auswirkung der Schmelzschweißtechnik;
- Fortschritte in der autogenen Schneidtechnik, Werkstoff- und Brennschnitt;
- Fortschritte in der Verfahrens- und Anwendungstechnik, praktischer Betrieb und in der Konstruktion auf dem Gebiete der Leichtmetallschweißung.

Im Rahmen der Tagung findet außerdem eine Reihe von Besichtigungen statt. Näheres durch den Deutschen Verband für Schweißtechnik e. V., Düsseldorf, Harkortstr. 27.

F. I. P.

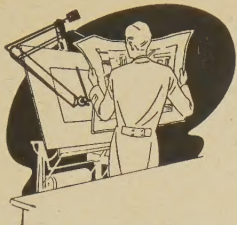
Der zweite Kongreß der Fédération Internationale de Précontrainte (F. I. P.) findet vom 29. 8. bis 2. 9. 1955 in Amsterdam statt.

Außer den zahlreichen Fachvorträgen, während welcher Simultanübersetzungen gegeben werden, ist auch ein umfangreiches Besichtigungsprogramm vorgesehen. Interessenten sind sich umgehend bei den nationalen Vereinen oder bei Ir. J. A. H. Hartmann, Groningsestraat 15, Den Haag (Niederlande).

In die Hand des Architekten

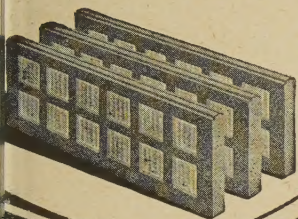
gehören Zeichnungen mit einem reißfesten Randschutz aus TESABORDE. Dadurch bleiben auch nach häufigem Gebrauch die Zeichnungen stets sauber und gut lesbar. TESABORDE wird in drei Spezialsorten und in vielen Farben geliefert.

In allen Büro- u. Zeichenbedarfsgeschäften



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG

... mehr *Licht* durch Rasselsteiner



- Glas-
- Stahl-
- Beton-
- Dielen

für Hallendächer,
Decken u. Lichtbänder

Bimsbausteinwerk Rasselstein

DER STAHL- UND WALZWERKE RASSELSTEIN/ANDERNACH A.G. NEUWIED/RH

TRICOSAL Bautenschutz

**Schwierige
Abdichtungen**

seit mehr als 30 Jahren

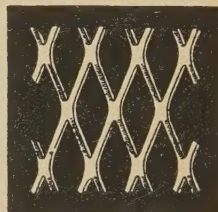
mit
TRICOSAL S III



CHEMISCHE FABRIK GRÜNAU A.G.
ILLERTISSEN/BAYERN

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

**DEUTSCHE
INDUSTRIE-MESSE
HANNOVER 1955
Technische Messe
Mustermesse
24. APRIL - 3. MAI**



**WELTWEITEN KONTAKT
FINDET DER
IN- UND AUSLÄNDISCHE
EINKÄUFER
MIT 4000 AUSSTELLENDEN
FABRIKANTEN**

Auskünfte, Prospekte, Messeausweise durch die Industrie- und Handelskammern sowie Handwerkskammern • Kataloge ab 15. April

STELLENANGEBOTE

Wir suchen für unsere Gesellschaft eine erste Kraft mit den fachlichen und menschlichen Qualitäten eines

technischen Geschäftsführers (TH oder HTL)

Gefordert wird eine unternehmerische Persönlichkeit mit sehr guten technischen Kenntnissen, erfolgreicher Erfahrung in Betriebsleitung, Organisation und Menschenführung und möglichst französischen Sprachkenntnissen. Er muß befähigt sein, sich rasch in die besonderen Belange unserer Firma (Belegschaft ca. 1500 Köpfe) einzuarbeiten.

STAHLBAU B. SEIBERT G. m. b. H.
Saarbrücken

Senden Sie bitte Ihre Bewerbung mit den vollständigen Unterlagen an Herrn Baurat ERICH BOHNE, Saarbrücken 6, Robert-Koch-Straße 57.

Gesucht wird

Diplom-Ingenieur

als Statiker für die Berechnung und Prüfung von Stahl- und Stahlbetonbrücken mit Kenntnissen und Erfahrungen auf dem Gebiet des Spannbetonbaues.

Schriftliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Abschriften der Ausbildungs- und Beschäftigungsnachweise, ggf. Angabe der Referenzen, sind umgehend unter Bekanntgabe des frühesten Eintrittstermines einzureichen.

AUTOBAHNBAUAMT NÜRNBERG
Nürnberg, Sandstraße 34

Gesucht werden

5 jüngere Bauingenieure

mit gründlichen konstruktiven und statischen Kenntnissen für das Entwerfen von Brückenbauwerken.

Schriftliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, beglaubigten Abschriften der Ausbildungs- und Beschäftigungsnachweise, ggf. Angabe der Referenzen, sind umgehend unter Bekanntgabe des frühesten Eintrittstermines einzureichen.

AUTOBAHNBAUAMT NÜRNBERG
Nürnberg, Sandstraße 34

Für das Anwendungsgebiet unserer PRODORIT-Bauteenschutzstoffe im Hoch- und Tiefbau sowie für den Korrosions- und Säureschutz haben wir eine leitende Stelle zu besetzen und suchen dafür zum baldigen Eintritt einen

erstklassigen Fachmann

mit gründlichem Wissen aus erfolgreicher Tätigkeit an Hochschulen oder anderen Forschungsinstituten sowie vor allem auch mit gediegenen Fachkenntnissen, die in längerer Praxis erworben worden sind. Herren im Alter von 35 bis 50 Jahren, die für die Bearbeitung dieses Aufgabenbereiches im Werk und im gesamten Außendienst nach Persönlichkeit, Vorbildung und bisheriger Tätigkeit geeignet sind, bitten wir um Zusendung ausführlicher Bewerbungsunterlagen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften an den Werksdirektor. Diskrete Behandlung und baldige Rücksendung zugesichert.

T. H. GOLDSCHMIDT A.-G.
Chemische Fabriken
MANNHEIM - RHEINAU

Industrielle Großfirma mit Sitz in Frankfurt/Main sucht auf dem Gebiet des **Wasserkraftausbaues** (Planung und Bauüberwachung) für In- und Auslandstätigkeit erfahrene

Hoch- und Fachschul-Ingenieure des Bauingenieurwesens

sowie **Bauzeichner und Nachwuchskräfte.**

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Angaben über bisherige Tätigkeit, Lichtbild, Eintrittstermin und Gehaltsanspruch erbeten unter „Der Bauingenieur 1191“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

Die Leitung einer

Stahlbeton-Industriebau-Unternehmung

für Spezialbauten im ganzen Bundesgebiet soll wegen Alters des bisherigen Leiters einem als Statiker und Bauleiter erfahrenen

Diplom-Ingenieur

übertragen werden bei einer Interessen-Beteiligung mit etwa 20 000,— DM.

Bewerbungen unter „Der Bauingenieur 1197“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

Wir suchen für das Bautechnische Büro unseres Werkes Sterkrade

Bautechniker

die eine mehrjährige Berufspraxis nachweisen können und in der selbständigen Ausarbeitung von Massenberechnungen, Kostenanschlägen und Ausschreibungsunterlagen erfahren sind.

Nur erste Fachkräfte mit entsprechender Ausbildung wollen ihre Bewerbungen mit Zeugnisabschriften und Lichtbild unter Angabe des frühesten Eintrittstermines, der Gehaltsansprüche und des Kennwortes „GN“ richten an

Gutehoffnungshütte Sterkrade AG., Abteilung G,
Oberhausen (Rhld.)

Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch

Von Dr.-Ing. habil. **Ernst Eckert**

Mit 125 Abbildungen. VII, 203 Seiten. Gr.-8°. 1949.
Ganzleinen DM 24,—

Inhaltsübersicht: I. Die Grundbegriffe des Wärmeaustausches. — II. Die Wärmeleitung. — III. Der Wärmeübergang. — A. Grundbegriffe der Strömungslehre. — B. Erzwungene Konvektion in laminarer Strömung. — C. Erzwungene Konvektion in turbulenter Strömung. — D. Freie Konvektion. — E. Kondensation und Verdampfung. — IV. Die Wärmestrahlung. — A. Die Ausstrahlung. — B. Der Strahlungsaustausch. — V. Der Stoffaustausch. — Anhang. — Namen- und Sachverzeichnis.

Hilfsbuch für raum- und außenklimatische Messungen

Für hygienische, gesundheitstechnische und arbeitsmedizinische Zwecke.

Mit Berücksichtigung des Katathermometers.

Von **Franz Bradtke** und **Walther Liese**.

Zweite verbesserte Auflage.

Mit 37 Abbildungen. VII, 108 Seiten 8°. 1952.

Ganzleinen DM 15,—

Inhaltsübersicht: I. Biophysik des menschlichen Wärmehaushaltes. Wärmebildung, Wärmehaushaltsplan, Wärmetransport. Körper- und Hauttemperatur, Wärmeregulation. Trockene und feuchte Wärmeabgabe, Schwitzen. — II. Regulatorisches Verhalten des Körpers bei bestimmten Klimafaktoren. Bewegte Luft. Feuchte und trockene Luft. Wärmestrahlung. Andere Einflüsse. Klimatische Anpassung. Erträglichkeitsgrenzen. Behaglichkeitsmessungen. — III. Temperaturbegriffe, Meßverfahren und Behaglichkeitsmaßstäbe. Thermometrie. Hygrometrie. Anemometrie. Effektivtemperatur. Resultierende Temperatur. Gleichwertige Temperatur (Eupatheoskop). Wirksame Strahlungswärme (Globusthermometer). Abkühlungsmeßgeräte. Katathermometrie. — IV. Anwendungsbereich der Meßmethoden. Messungen in Gebäuden. Messungen im Freien. — V. Beurteilungsgrundsätze für spezielle Raumklimata. Wohnräume. Versammlungsräume. Arbeits- und Betriebsräume. Anhang. Bestimmung des Kohlensäuregehaltes der Luft. Zahlentafeln.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

BETONVERFLÜSSIGER

Murasit

wassereinsparend
festigkeitssteigernd

WE

MISCHOL

Murasit

luftporenbildend
erhöht die Frostbeständigkeit

LP

DICHTUNGSMITTEL

Fluresit

für Sperrbeton
und wasserdichten Putz
als Pulver oder flüssig

D

Unsere Zusatzmittel
sind amtlich geprüft
und zugelassen.

Wir liefern ferner:

Schutzanstriche
Entschalungsmittel
Holzschutzmittel
Dachpflegemittel

ORGANA-BAUTENSCHUTZ
GmbH · Bochum-Gerthe

für Süddeutschland:

GEBRÜDER MAYER
Fabrik für chem. Baustoffe
Eßlingen/Neckar

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Unlen 3“,
„Hoesch 3“ und „Krupp KN III“ in den Längen
von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLÉ oHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden

CERESIT

Pulver · flüssig · breiartig

macht Mörtel und Beton

wasserdicht und widerstandsfähig

Fordern Sie Druckschriften und technische Beratung:

50 Jahre **Wunnersche Bitumen-Werke G.m.b.H.**, Unna 1905-1955



Anfang April 1955 erscheint:

Taschenbuch für Bauingenieure

Mit Beiträgen von

A. Agatz, Bremen · P. Böss, Karlsruhe · E. Czitary, Wien · F. Dischinger †, Berlin · W. Flügge, Palo Alto/Cal. (USA.) · G. Garbotz, Aachen · J. Göderitz, Braunschweig · O. Graf, Stuttgart · K. Hetzel, München · K. Hilfer, Münster/W. · E. Kohl, Braunschweig · E. Lackner, Bremen · G. Lehmann, Hannover · R. Lutz, Bremen · E. Marquardt, Stuttgart · E. Massute, Hannover · A. Mehmel, Darmstadt · W. Müller, Aachen · H. Petermann, Bremen · C. Pirath, Stuttgart · W. Rosemann, Gronau (Hann.) · L. Sautter, Stuttgart · F. Schleicher, Dortmund · J. Schlums, Hannover · W. Stoy, Braunschweig · F. Stüssi, Zürich · F. Tölke, Stuttgart · A. Vierling, Hannover · F. W. Waltring †, Düsseldorf · P. Werkmeister †, Dresden · H. P. Witt, Dortmund · H. Wittmann, Karlsruhe

Herausgegeben von

Prof. Dr.-Ing. **Ferdinand Schleicher**
Dortmund

Zweite völlig neu bearbeitete Auflage

Mit 2740 Abbildungen. I. Band: XX, 1087 Seiten. II. Band: XIX, 1159 Seiten 8°. 1955.

In zwei Bänden. Ganzleinen DM 56,—

Inhaltsübersicht: Erster Band: **Mathematik.** Von Professor Dr. phil. W. Rosemann, Gronau i. Hannover. — **Mechanik starrer Körper.** Von Professor Dr.-Ing. F. Tölke, Stuttgart. — **Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie.** Von Dr.-Ing. W. Flügge, Palo Alto/USA. Californien. — **Baustatik.** Von Dr.-Ing. E. Kohl, o. Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. — **Baustoffe und ihre Eigenschaften.** Von Dr.-Ing. E. h. Otto Graf, o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart. — **Baukonstruktionen des Hochbaus.** Von Regierungsbaumeister Leopold Sautter, Stuttgart. — **Holzbau.** Von Dr.-Ing. habil. W. Stoy, Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. — **Stahlbau.** Von Professor Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Dortmund. — **Stahlhochbau.** Von Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund. — **Massivbau.** Von Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h., Dr. techn. h. c. Franz Dischinger †, Berlin, ergänzt und überarbeitet von Dr.-Ing. Alfred Mehmel, o. Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt. — **Ausgewählte Kapitel aus der Theorie des Brückenbaues.** Von Dr. sc. techn. F. Stüssi, o. Professor an der Eidgen. Technischen Hochschule Zürich. — **Stabilitätsfälle** (Grundlagen von Knicken, Kippen und Beulen). Von Professor Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Dortmund. — **Schwingungen in der Bautechnik.** Von Professor Dr.-Ing. F. W. Waltring †, Düsseldorf. — **Sachverzeichnis.**
Zweiter Band: Bodenmechanik. Von Dr.-Ing. habil. H. Petermann, Bremen. — **Erdbau.** Von Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. W. Müller und Dr.-Ing. G. Garbotz, o. Professoren an der Technischen Hochschule Aachen. — **Tunnel- und Stollenbau.** Von Dipl.-Ing. Karl Hetzel, o. Professor an der Technischen Hochschule München. — **Grundbau.** Von Professor Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. A. Agatz, Präsident der Hafenbauverwaltung Bremen, und Dr.-Ing. E. Lackner, beratender Ingenieur, Prüfeningenieur für Baustatik, Bremen. — **Verkehrswirtschaft.** Von Dr.-Ing., Dr. rer. pol. h. c. Dr.-Ing. E. h. Carl Pirath, o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart. — **Flugbetrieb, Linienführung und Flughäfen des Luftverkehrs.** Von Dr.-Ing., Dr. rer. pol. h. c., Dr.-Ing. E. h. Carl Pirath, o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart. — **Eisenbahnwesen.** Von Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. W. Müller, o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen. — **Oberbau und Gleisverbindungen.** Von Dr.-Ing. Erwin Massute, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. — **Bahnen besonderer Art.** Von Dipl.-Ing. Dr. techn. E. Czitary, o. Professor an der Technischen Hochschule Wien. — **Grundlagen der Straßenverkehrsplanung.** Von Dr.-Ing. habil. Johannes Schlums, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. — **Straßenbau und Straßenverkehrstechnik.** Von Dr.-Ing. habil. Johannes Schlums, Professor an der Technischen Hochschule Hannover. — **Technische Hydromechanik.** Von Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. P. Böss, o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe. — **Wasserwirtschaft.** Von Dr.-Ing. H. Wittmann, o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe. — **Stauanlagen** (Wehre und Talsperren). Von Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. P. Böss, o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe. — **Wasserkraftanlagen. Flußbau. Talsperren.** Von Professor Dr.-Ing. H. Wittmann, Karlsruhe. — **Binnenverkehrswasserbau.** Von Präsident Karl Hilfer, Münster/W. — **Seeverkehrs-wasserbau.** Von Professor Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h. A. Agatz, Präsident der Hafenbauverwaltung Bremen, und Hafenbaudirektor Dr.-Ing. R. Lutz, Bremen. — **Städtebau.** Von Stadtbaurat a. D. Dr.-Ing. J. Göderitz, o. Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. — **Vermessungskunde.** Unter Benutzung der Fassung der 1. Auflage von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister †, bearbeitet von Dr.-Ing. G. Lehmann, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. — **Wasserversorgung und Entwässerung der Stadt- und Landgemeinden, landwirtschaftlicher Wasserbau.** Von Professor Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Technische Hochschule Stuttgart. — **Maschinenkunde des Bauingenieurs** (einschl. Elektrotechnik). Von Dr.-Ing. habil. A. Vierling, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. — **Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Diesem Heft liegen je ein Prospekt der Firmen Duisburger Kupferhütte, Duisburg, Heinrich Flottmann GmbH., Herne, Schwan-Bleistift-Fabrik, Nürnberg, und zwei Prospekte des Springer-Verlages, Berlin · Göttingen · Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11. Reg.-Nr. 115. — Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg — Printed in Germany.